



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA.
RECINTO UNIVERSITARIO PEDRO ARAUZ PALACIOS.
FACULTAD TECNOLOGIA DE LA CONSTRUCCION

MONOGRAFIA

**Diseño estructural del auditorio para el Recinto Universitario Augusto C.
Sandino con sistema constructivo mixto (mampostería confinada -
estructura metálica).**

AUTORES:

Br. Jairo Antonio Betanco Alfaro.

Br. Darwing Josué Lanuza Palacios.

Br. Bladimir Antonio Salinas Rodríguez.

Para Optar Al Título De:

Ingeniero Civil.

TUTOR:

Ing. Vicente Ramón Díaz Mendoza.

MANAGUA, NICARAGUA, JULIO DE 2014.

ÍNDICE

Capítulo I

Introducción.

1.1 Introducción	2
1.2 Justificación	3
1.3 Objetivos	4
1.3.1 Objetivos Generales	4
1.3.2Objetivos específicos	4

Capítulo II

Generalidades.	6
2.1 Ubicación	6
2.2 Destino y descripción del edificio	6

Capítulo III

Análisis estructural.	11
3.1 Descripción	11
3.2 Pesos y cargas utilizados para el diseño	12
3.2.1 Cargas muertas en techo	12
3.2.2 Cargas muertas para paredes y entrepiso	12
3.2.3 Cargas vivas en techos livianos	12
3.3 Calculo de cargas gravitacionales	13
3.3.1 Cargas muertas determinada en cerchas	13
3.3.2 Carga viva (CV)	13
3.3.2.1 Carga viva aplicada según el RNC-07 Art. 11 inciso a).	13
3.3.2.2 Reducción de carga viva Art. 11 RNC-07	14
3.3.3 Cargas muertas por nivel y eje	14
3.3.3.1 Calculo de la carga viva reducida para determinar fuerza provocada por sismo por eje y por nivel	16
3.4 Carga de viento	17
3.5 Cargas producidas por sismo	19
3.5.1 Clasificación de la estructura	20
3.5.2 Factor por reducción por ductilidad	20

3.5.3 Factor de reducción por sobrerresistencia RNC-07 Art. 22	20
3.5.4 Condiciones de regularidad RNC-07 Art. 23	20
3.5.4.1 Estructura regular	20
3.5.4.2 Estructura fuertemente irregular	23
3.5.5 Calculo del coeficiente de diseño sismo-resistente	24
3.5.5.1 Ubicación del edificio	24
3.5.5.2 Factor de amplificación de suelo	24
3.5.5.3 Influencia del suelo y el periodo del edificio.	24
3.5.6 Espectro para el diseño sísmico	24
3.5.7 Efectos de la forma del edificio y selección del tipo de análisis	26
3.5.8 Calculo de la fuerza sísmica por eje y por nivel utilizando el método estático equivalente RNC-07 Art. 32	28
3.5.9 Reducción de la fuerza sísmica	30
3.5.10 Efectos de torsión	35
3.5.10.1 Excentricidad torsional de entrepiso	36
3.5.10.1.1 Calculo de las coordenadas del centro de masa	36
3.5.10.1.2 Calculo de las coordenadas del centro de rigidez de la estructura	42
3.5.10.1.3 Calculo de las excentricidades estáticas e_s y de diseño del edificio por nivel	46
3.5.11 Calculo de los momentos estabilizantes y de volteo	47
3.5.11.1 Calculo del factor de seguridad al volteo	49
3.5.12 Efectos bidireccionales	49
3.5.13 Desplazamientos laterales (Art. 34 RNC-07)	50
3.5.13.1 Estado limite de servicio	50
3.5.13.2 Calculo de desplazamientos en el estado límite de colapso	50
3.5.13.3 Revisión de desplazamientos laterales	51

Capítulo IV

Revisión y Diseño de elementos estructurales	54
4.1 Sistema de techo para el auditorio RUACS	99
4.1.1 Tensores de techo	99
4.1.3 Diseño de clavadores	57
4.1.5 Cerchas espaciales	65
4.1.6 Dispositivos de apoyos para las cerchas	71
4.1.6.1 Placa base caso agujeros de ranura larga (LSL)	72
4.1.6.2 Diseño de los anclajes (apéndice D ACI 318-08) resistencias nominales de un solo anclaje (Barras roscadas)	74
4.1.6.5 Diseño de pernos A325 para Bielas (rosca incluida en el plano de corte) pernos en doble cortante y aplastamiento	77
4.1.6.6 Diseño de bielas	78
4.1.8.1 Diseño de soldadura bielas superiores e inferiores	84
4.1.9 Diseño de soldadura placa de apoyo –nodo de cercha (superior +critico)	85
4.2 Diseño de sistema de entrepiso.	87
4.2.1 Limitaciones para el uso del método directo	88
4.2.2 Calculo del peralte mínimo	91
4.2.3 Determinación del momento estático total	93
4.2.4 Distribución del momento estático total en momentos negativos y positivos (momentos longitudinales)	94
4.2.5 Cálculo de la relación entre rigidez torsional de vigas de bordes y la rigidez a flexión de una franja de losa β_t	
4.2.7 Diseño de vigas de entrepiso	104
4.3 columnas	108
4.3.1 Diseño de columnas cortas	108
4.3.1.1 Resistencia de columnas cargadas excéntricamente: carga axial y flexión	108
4.3.1.2 Procedimiento de tanteos para el diseño de columnas cortas	110

4.4 Cimentaciones	115
4.4.1 Tipos de zapatas	115
4.4.2 Diseño de zapatas aisladas	
4.5 Diseño de viga asismica	125
4.6 Normas mínimas para diseño de mampostería confinada. Arto 77. RNC	
	131
Capítulo VI	
Conclusiones y recomendaciones	135
Capítulo V Bibliografía	140
Anexos	
Anexo A	142
Anexo B	155

CAPITULO I. INTRODUCCION.

1.1. Introducción.

Todo proyecto de ingeniería requiere un diseño y cálculo estructural que permita encontrar la solución más viable o factible desde el punto de vista económico, seguro y durable; es por eso que en toda construcción se deben de definir el tamaño físico de todas las partes que componen la estructura, a estas se le deben de brindar dimensiones adecuadas para resistir las fuerzas a las que se le han de someter.

El presente trabajo monográfico está orientado a hacer un diseño estructural del auditorio para el Recinto Universitario Augusto C. Sandino con sistema constructivo mixto (mampostería confinada - estructura metálica).

El edificio que tiene dimensiones en planta de 29.08m de largo y un ancho de 16.67m. La estructura metálica principalmente el techo se compone por zinc troquelado sostenido por clavadores y a su vez sostenido por cerchas espaciales, además un sistema de entrepiso macizo parcial para gradería, esto para optimizar el espacio disponible, las divisiones interiores serán construidas con sistemas de paredes livianas (paneles de durock).

El diseño se efectuó en base a las disposiciones indicadas en conceptos, normas y especificaciones que fueron de ayuda a la hora de definir dimensiones tanto para la estructura metálica como la estructura de concreto. El análisis estructural fue realizado según lo establecido en el Reglamento Nacional de Construcción RNC-07, utilizando las combinaciones más críticas para dicho análisis.

El diseño para obtener el comportamiento de la estructura principal fue realizado en el programa de diseño estructural SAP2000 con la posterior revisión manual de vigas y columnas en excel.

El método de diseño empleado en la estructura fue el Diseño por Factores de Carga y Resistencia LRFD. Se realizaron luego los respectivos planos estructurales de todos los elementos, estos encontrados en anexos.

1.2. Justificación.

El interés de crear un nuevo auditorio para la universidad nacional de ingeniería Recinto Universitario Augusto C. Sandino (UNI-RUACS), es para que se pueda llevar cualquier tipo de evento brindando los medios posibles que posee un auditorio en su totalidad, recordando que ya existe un auditorio pero que en este no se pueden efectuar grandes eventos por su tamaño ya que acapara una cantidad mínima de personas, aclarando también que este no brinda las condiciones necesarias como lo son los servicios sanitarios; en cuanto a su forma y dimensiones no tiene requisitos esenciales que un auditorio debe poseer como son los acústicos y visuales.

La propuesta de un nuevo auditorio daría solución a estas problemáticas, ya que se diseñaría un edificio que cuente con espacio flexible acondicionado para llevar a cabo diferentes actividades.

Se seleccionó un sistema constructivo mixto, porque; se aprovechan las características estructurales de cada uno de los materiales para aumentar la resistencia, se evitan grandes deformaciones y se obtiene una disminución en las secciones, además se proporciona una disminución en el peso total de la estructura; así como también la dimensión de la cimentación.

1.3. Objetivos del tema.

1.3.1. Objetivo general.

- ⊕ Realizar el diseño estructural del auditorio para el Recinto Universitario Augusto C. Sandino (UNI-RUACS).

1.3.2. Objetivos Específicos.

- ⊕ Diseñar elementos estructurales de concreto reforzado utilizando el código ACI 318-08.
- ⊕ Diseñar las secciones de acero empleando especificaciones AISI.
- ⊕ Usar el software Sap-2000 para el diseño de elementos estructurales.
- ⊕ Dibujar set de planos del auditorio.

CAPITULO II

GENERALIDADES.

2. Generalidades.

2.1. Ubicación.

Su ubicación es en el RUACS situado en municipio y departamento de Estelí. El área de ubicación, detrás del pabellón D del recinto, esta ubicación se ha elegido debido al congestionamiento de edificios en el recinto y esto acompañado con las dimensiones del auditorio es entonces el sitio ideal y además con el fin de proporcionar una zona destinada para parqueo exclusivo del auditorio.



Figura 2.1.1 Ubicación del auditorio en el recinto

2.2. Destino y descripción del edificio.

Según la clasificación de auditorios, este será un auditorio de educación ya que se encuentran contenido en una institución educativa, estos auditorios se diseñan dependiendo de los recursos económicos y del grado de enseñanza de la institución, la capacidad de las butacas se calcula de acuerdo al número o porcentaje de estudiantes. Este dispone de un espacio flexible acondicionado para llevar a cabo diferentes actividades culturales, festivas, musicales, asambleas, conferencias, debates, proyección de cintas, y montaje de obras teatrales.

El auditorio es parcialmente de dos niveles, el entresuelo abarca desde el eje A hasta el eje B', la zona de butacas inferior desde el eje B' hasta el eje E, teniendo un total de 345 asistentes, el área techada totaliza 526.5 m². En lo que respecta a los ambientes existe una zona exterior, zona de acceso, zona de butacas superiores e inferiores, zona de camerinos y sanitarios.

El área exterior compete con el parqueo de vehículos. La zona de acceso principal ejes 3-4. En cuanto a la zona de butacas, las butacas inferiores contienen la mayoría; para las butacas superiores se proyectó una estructuración metálica de manera que trabaje en armonía con el sistema de entresuelo, el ingreso a esta área se logra a través de una abertura (2.6 m²) en el tablero de entresuelo accediendo por una escalera en espiral; la zona de camerinos o vestidores es un anexo del edificio principal. Con respecto a los servicios sanitarios, se disponen en el área de entresuelo nivel inferior contenidos desde los ejes A-B y ejes 1-2 para los asistentes y otros destinados en el área de los vestidores.

Para el ingreso y salida del auditorio, en el acceso principal existen dos puertas, hay dos más que activan la interacción del escenario con el área de los vestidores; en esta misma área una puerta que da acceso al recinto, y existe una que funciona como salida de emergencias. En el caso de las vías de acceso, la principal por el área de parqueo, un andén contiguo al edificio D del recinto y paralelo al eje 6 un andén, estos dos juntos logran un enlace hacia los edificios del recinto.

Para generar comodidad, la ventilación es un factor muy importante, de esta manera sobre la pared del eje 1 en la parte superior se disponen ventanas que permiten una buena ventilación al interior del auditorio.

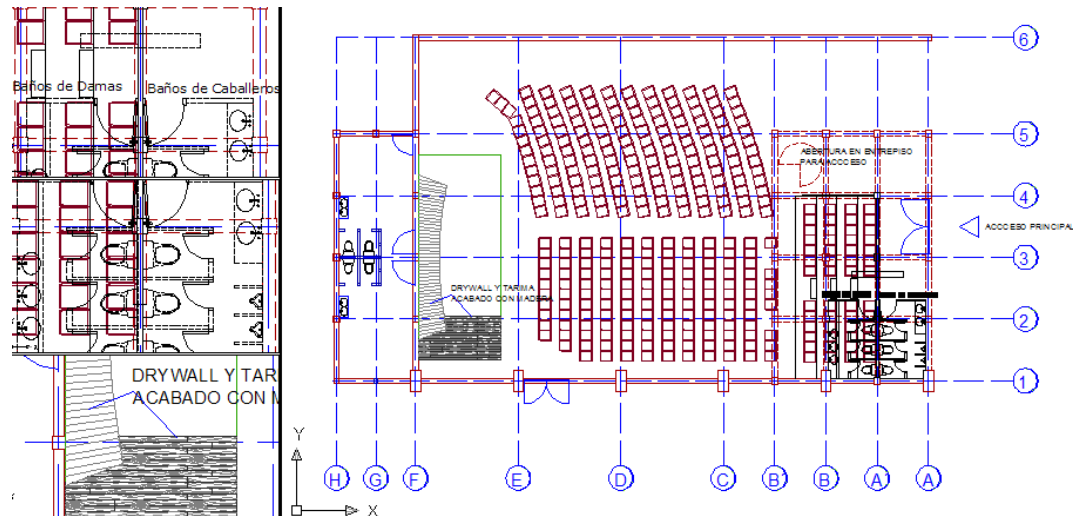


Figura 2.2.1. Vista en planta del auditorio.

Dentro de los materiales empleados; en el caso de las paredes exteriores son bloques con dimensiones de 15 X 20X 40 cm trabajando como mampostería confinada con repello a ambas caras acompañado del fino y pintura como terminado, para las paredes interiores sistema liviano de paneles de Durock (paneles de fibrocemento). Para las paredes de durock, la rigidez depende del calibre y tipo de bastidor metálico que se le coloque los cuales pueden ser de diferentes espesores, teniendo esto en cuenta se proporcionan elementos estructurales principales, en este caso son dos canales plegados armados en cajón con dimensiones 6"X2"X1/8". Para la cubierta de techo lamina aluminizada nervada calibre 26, el cielo falso de pvc liso, fascias de Durock con acabado ThinSet. Para las ventanas (en eje 1), ventanas de celosía con operador accionado por cuerda, para la fachada cristales con espesor mínimo de 3 mm., para los cerramientos de la cercha del eje F ventanas con vidrio oscuro.

En el caso de la tarima, el Drywall (pared de escenario) se utilizará perfilería metálica para el aporte de rigidez y el acabado será de madera de la misma manera en el suelo de la tarima. Por último las puertas, las del acceso principal con marco de aluminio y vidrio oscuro, todas las demás serán de madera.

A su vez el sistema de entrepiso está desligado del sistema de techo no así de la pared del eje 1 por lo que se pueden construir en paralelo. Esta solo es una de las ventajas de los sistemas estructurales mixtos, pero hay que tomar en cuenta que en estos trabajos se debe tener un alto grado de precisión para evitar errores o cambios fuertes en la estructura al momento de unir en este caso los elementos de acero con los de concreto reforzado.

CAPITULO III.
ANALISIS ESTRUCTURAL.

3. ANALISIS ESTRUCTURAL.

3.1. Descripción.

El auditorio consta de un área de 526.5m^2 con un sistema de techo curvo sostenido con cerchas espaciales. Es parcialmente de dos niveles, el entrepiso abarca desde el eje A hasta el eje B' construido con una losa rígida de concreto reforzado, sus paredes de bloque de cemento de las siguientes dimensiones $15 \times 20 \times 40$ acabado con un repello de 1cm de espesor y confinadas por columnas y vigas de concreto reforzado.

Se generó un modelo tridimensional de elemento tipo frame para la definición de las cerchas, vigas y columnas conforme lo requiere el programa SAP 2000 esto con el fin de obtener los desplazamientos, deformaciones y las fuerzas con las que se realizará el diseño y revisión de los elementos estructurales.

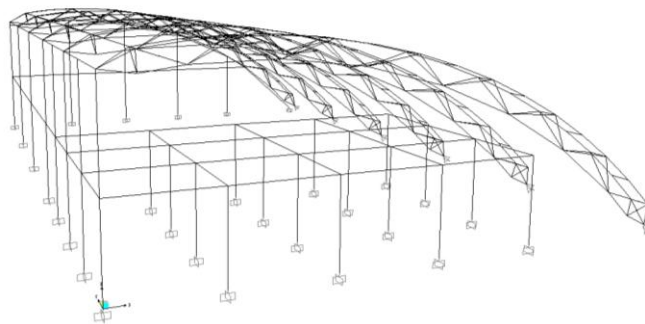


Figura. 3.1.1. Idealización de la estructura a través del programa SAP 2000.

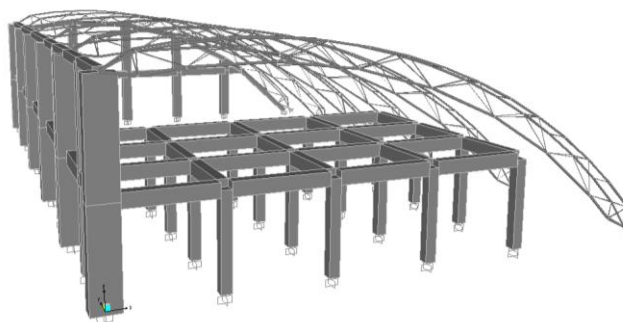


Figura. 3.1.2. Detalle de secciones de concreto y acero en programa SAP200.

3.2. Pesos y cargas utilizados para el diseño.

Cargas muertas tomadas de las tablas 1A-5A del RNC-07.

3.2.1. Cargas muertas en techo.

Cielo falso PVC=	4.29 kg/m ²
Perfilaría para cielo falso=	6 kg/m ²
Carga adicional para accesorios=	10 kg/m ²
Peso cubierta de techo=	6 kg/m ²
Peso clavadores=	13.12 kg/m ²
Peso tensores=	0.311 kg/m ²
Total=	39.72 kg/m ²

3.2.2. Cargas muertas para paredes y entrepiso.

Peso de bloque 15 X 20 X 40 cm =	200 kg/m ²
Peso del repello (t=1cm)=	20 kg/m ²
Total.	240 kg/m ²
Ventanas de celosía=	35 kg/m ²
Estructura metálica con durock	23 kg/m ²
En una cara y yeso en interiores=	23 kg/m ²
Total=	81 kg/m ²
Ladrillo de cerámica =	30 kg/m ²
Accesorios eléctricos	10 kg/m ²
Mortero cerámico	22 kg/m ²
Total	62 kg/m ²

3.2.3. Cargas vivas en techos livianos y entrepiso.

CVR Techo=	10 Kg/m ²
CVR entrepiso=	250 Kg/m ² RNC-07 para Auditorios.

3.3. Cálculo de cargas gravitacionales

3.3.1. Cargas muerta determinada en cerchas.

Espaciamiento de las cerchas=	5 m
Espaciamiento de los clavadores=	0.90m
Desarrollo efectivo para cubierta de techo=	19.5 m
$A_{tributaria}$ Cerchas Centrales (C.C)=	97.5 m ²
$A_{tributaria}$ nodos C.C=	4.5 m ²
A_t Cerchas de Borde (C.B)=	48.75 m ²
A_t nodos C.B=	2.25m ²
Cargas concentradas en las cerchas	
Carga muerta (CM)	
Cielo falso PVC=	4.29 kg/m ²
Perfilería para cielo falso=	6 kg/m ²
Carga adicional para accesorios=	10 kg/m ²
Peso cubierta de techo=	6 kg/m ²
Peso clavadores=	13.12 kg/m ² .
Peso tensores=	0.20 kg/ m ² .
Total	39.60 kg/ m ² .
CM nodos C.C =	80 kg
CM nodos C.B =	40 kg
Carga adicional en cercha eje e:	
Reflectores =	24 kg
Parlantes=	52 kg

3.3.2. Carga viva (CV)

3.3.2.1. Carga viva aplicada según el RNC-07 Art. 11 inciso a).

Carga concentrada=	200 kg
Carga uniformemente distribuida=	10 kg/m ²
CV nodos C.C =	28 kg
CV nodos C.B =	16 kg

3.3.2.2. Reducción de carga viva Art. 12 RNC-07

$$R = 23.1 (1 + CM / CV)$$

R: reducción en porcentaje

CM: carga muerta

CV: carga viva

R c. nodos = 84.70 %

CV R. nodos C.C= 27 kg

CV R. nodos C.B = 14kg

3.3.3. Cargas muertas por nivel y eje.

Para el cálculo del peso se utilizó las áreas tributarias de cada una de los ejes tomando para primer nivel un alto tributario de 2.86m y para el segundo nivel de 1.51m con una longitud de 25m. A continuación se muestran las siguientes tablas donde se resumen los cálculos de las cargas muertas por eje y nivel.

Tabla 3.3-1. Resumen de pesos por cada nivel y ejes en kg. Dirección longitudinal.

Eje	Nivel	Pesos de Paredes		Peso de Losa	Peso de Columna	Cargas de techo	Total Kg
		Long.	Transv.				
1	1	17,160	754.5	290.63	2,518.6		20,723.7
	2	7,972.8	2,024.8			4,303.06	14,300.6
2	1		3,637.2	581.25	5,037.2		9,255.63
2'	1		3,768				3,768
3	1	810	3,022.9	581.25	5,037.2		9,451.28
3'	1		2,083.2				2,083.2
4	1		2,665.4	581.25			3,246.68
4'	1		3,177.6				31,776
5	1		2,297.6	290.63			2,588.24
5'	1		2,560.8				2,560.8
6	1					7,278.80	72,780.8

Tabla 3.3-2. Resumen de pesos por cada nivel y ejes en kg. Dirección transversal.

Eje	Nivel	Pesos de Paredes		Pesos de Losa	Peso de Columna C-2	Cargas de techo	Total Kg
		Long.	Transv.				
A	1	5,461.78	858			487.88	6,807.68
	2	1,364.89	479.25			670.68	2,514.82
A'	1		906				906
B	1	186.3	600	1085	1,822.32	1,575.76	5,269.38
	2		362.4			1,341.36	1,703.76
B'	1		2,574	542.5			3,116.5
	2		1,359				1,359
C	1		6,864			2,917.12	9,781.12
E	1		2,917.1			6,864	9,781.12
F	1	15,312.1	3,432			1,158.56	19,902.6

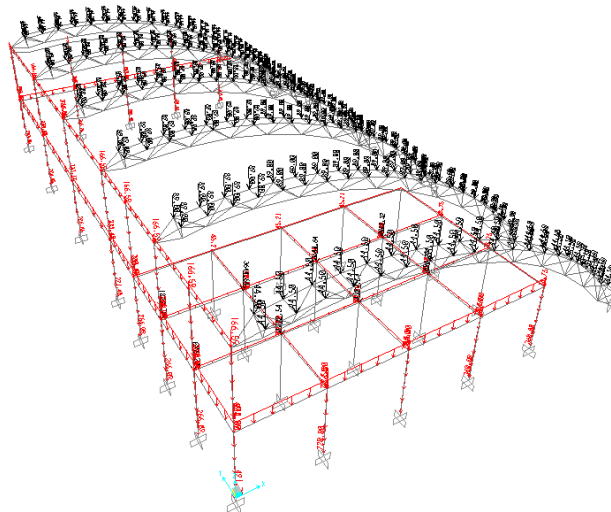


Figura 3.3.1. Distribución de carga muerta en estructura principal de auditorio.

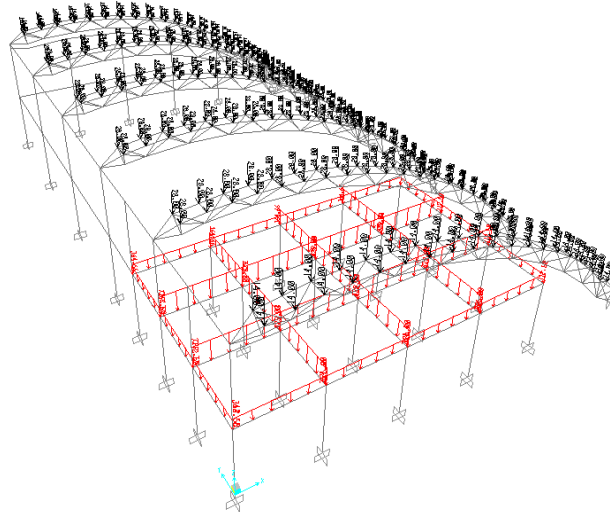


Figura 3.3.2 Distribución de la carga viva en estructura de auditorio.

3.3.3.1. Calculo de la carga viva reducida para determinar fuerza provocada por sismo por eje y nivel.

Para el cálculo de la carga viva se utilizara el área tributaria para la losa y el techo. Esta se calculara por cada nivel y eje para la obtención de la fuerza sísmica que estará soportando la estructura.

Tabla 3.3-3. Calculo de carga viva reducida ejes longitudinales y transversales.

Carga viva reducida eje longitudinales			Carga viva reducida eje transversales		
Eje	Nivel	Carga viva (kg)	Eje	Nivel	Carga viva (kg)
1	1	1,172	A	1	2,188
	2	1,075		2	499
2	1	2344	A'	1	4,375
2'	1	75.75		2	998
3	1	2,344	B	1	4,375
4	1	2,344		2	998
4'	1	77	B'	1	2,188
5	1	1,172		2	998
5'	1	86.25	C	1	998
6	1	3915	D	1	998
			E	1	998
			F	1	499

3.4. Carga de viento.

De acuerdo al RNC-07 en su título IV (NORMAS MINIMAS PARA DETERMINAR CARGAS DEBIDA A VIENTO) establece que deberá calcularse las fuerzas generadas por las presiones (empujes o succiones) producidas por el viento sobre las superficies de la construcción expuestas al mismo y que son transmitidas al sistema estructural.

El análisis por viento está basado en calcular el empuje del viento sobre la estructura. Los factores de diseño para los elementos de revestimiento son diferentes a los usados para la estructura principal debido a que estos están expuestos a críticos efectos locales ocasionados por su área tributaria, o bien por su ubicación en el interior o exterior de una construcción.

Para la estructura principal los efectos locales se dan por la acción del viento en grandes áreas las cuales inducen al uso de valores medios generales de los factores de presión.

Z = Altura del edificio.

C_p = Coeficiente de presión local.

F_α = Factor que toma en cuenta la variación de la velocidad con la altura.

F_{TR} = Factor correctivo por topografía y rugosidad del terreno.

V_R = Velocidad regional.

V_D = Velocidad de diseño.

Tabla 3.4-1. Factores a tomar para el cálculo de la presión de viento sobre la estructura de techo según el RNC-07.

Notación	Valor	Observación
z	6.41 m	
F_α	1	$z \leq 10m$
F_{TR}	1	Campo abierto R3 y terreno plano T1
V_R	14 m/s	Record histórico (INETER)

V_D	14 m/s	
C_P	0.55	Considerando Tabla 9 RNC-07, techos curvos
C_p	0.8	Tabla 9 RNC-07, pared de barlovento
C_P	-0.4	Tabla 9 RNC-07, pared de sotavento

La Presión de diseño ejercida por el flujo de aire sobre la construcción se calculo con la ecuación del artículo 53 del RNC-07:

$$P_z = 0.0479 \cdot C_p \cdot V_d^2 \quad (\text{kg/m}^2),$$

Dando como resultado una presión de diseño de:

$$P_z = (0.0479) (0.55) (14^2) = 5.15 \text{ kg/m}^2$$

Para presiones de viento en paredes.

$$\text{Paredes de sotavento} = (0.0479)(-0.4) (14^2) = -3.76 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Paredes laterales} = (0.0479)(0.8)(14^2) = -7.5 \text{ kg/m}^2$$

Ancho tributario para columnas 1.25, 2.5, 3.75, 5 respectivamente.

$$\text{Eje A} = (1.25)(-3.76) = -4.7 \text{ kg/m}$$

$$\text{Eje A', B, B'} = (2.5)(-3.76) = -9.4 \text{ kg/m}$$

$$\text{Eje C} = (3.75)(-3.76) = -14.1 \text{ kg/m}$$

$$\text{Eje D, E} = (5)(-3.76) = -18.8 \text{ kg/m}$$

$$\text{Eje F} = (2.5)(-3.76) = (0.0479)(0.55)(14^2) = -9.4 \text{ kg/m}^2$$

Para paredes laterales

$$\text{Eje 1} = (1.5)(-7.5) = -11.25 \text{ kg/m}$$

$$\text{Eje 2, 3, 4, 5} = (3)(-7.5) = -22.5 \text{ kg/m}$$

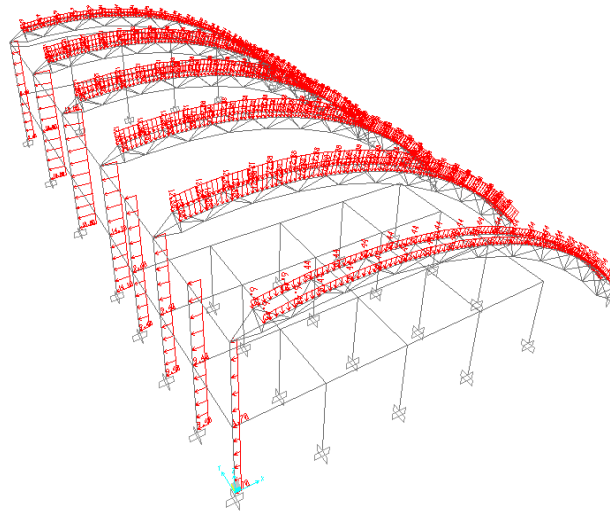


Figura 3.4.1 Distribución de la carga de viento en sentido X.

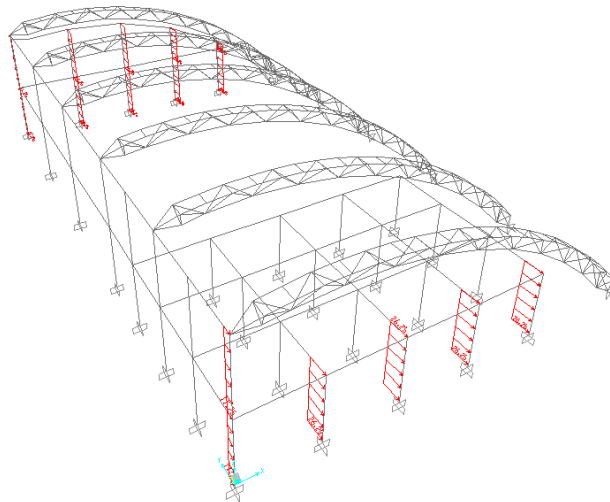


Figura 3.4.2 Distribución de la carga de viento en sentido Y.

3.5. Cargas producidas por sismo.

Para la obtención de la fuerza sísmica de edificio se utilizaron la NORMAS MÍNIMAS PARA DETERMINAR CARGA DEBIDO A SISMO que se encuentra en el RNC-07 título II capítulo I.

3.5.1. Clasificación de la estructura.

En primer lugar se procede a clasificar el tipo de estructura, dependiendo del grado de seguridad con la que se va a construir, de acuerdo al RNC-07 estas se dividen en tres grupos (A, B, C). Dado que en nuestro caso la edificación se trata de un auditorio y siendo esta una estructura esencial, además de encontrarse en un centro educativo debe permanecer operable a la hora que ocurra un desastre natural por lo tanto se clasifica como grupo A.

3.5.2. Factor por reducción por ductilidad.

Utilizado para el cálculo de la fuerza sísmica se adoptará los valores especificados en el artículo 21 del RNC-07 según se cumplan los requisitos en ellas indicadas.

Por tratarse de una edificación donde la resistencia a fuerzas laterales es suministrada por columnas de concreto reforzado con ductilidad reducida y no se realizará un diseño sísmo resistente debido a que la ubicación de la estructura se encuentra en una zona de poca sismicidad como lo es Estelí según el mapa de zonificación sísmica de Nicaragua (figura 2 RNC-07), se tomará un $Q=2$.

3.5.3. Factor de reducción por sobrerresistencia. RNC-07 Arto. 22

La reducción por sobrerresistencia está dado $\Omega=2$.

3.5.4. Condiciones de regularidad. RNC-07 Arto. 23

3.5.4.1. Estructura regular.

Para que una estructura sea considerada regular debe de satisfacer los siguientes requisitos.

1. Su planta debe ser sensiblemente simétrica con respecto a los dos ejes ortogonales por lo que toca a masas, así como muros y otros elementos

estos son, además, sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio.

Aunque la estructura presenta paralelismo con respecto a ejes ortogonales, no así como la distribución de masas, por lo que no cumple esta condición.

2. La relación altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5.

Altura = 5.72m $B_m = 16.67 \text{ m}$

$\text{Altura} / B_m = 0.35$, por lo tanto cumple con esta condición debido a que no excede de 2.5.

3. La relación de largo a ancho de la base no excede de 2.5.

Largo = 25m Ancho = 16.35 m.

$25 / 16.35 = 1.53$ por lo tanto cumple ya que es menor de 2.5

4. En planta no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión exceda del 20 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección que se considera entrante o saliente.

La dimensión del saliente = 3.86 m,

Dimensión en planta mediada paralelamente = $0.20 \cdot 25 = 5 \text{ m}$; $3.86 \text{ m} < 5 \text{ m}$ por lo tanto cumple.

5. En cada nivel tiene un sistema de techo o piso resistente.

El sistema de entrepiso, la estructura de techo clasifica como un sistema rígido, por lo que cumple.

6. No tiene aberturas en su sistema de techo o piso cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión medida paralelamente a la abertura, las aéreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni diferentes en la posición de un piso a otro, y el área de aberturas no excede en ningún nivel de 20 por ciento del área en planta.

Área en planta de primer nivel = 408.75 m^2 .

Área total de entrepiso= 87.1m^2 .

Área total sin entrepiso= 322

El sistema de techo de la estructura carece de abertura, en los datos mostrados para el primer nivel, el área sin entrepiso sobrepasa a la del entrepiso en un 78.7% mayor al 20%, entonces esta condición no cumple.

7. El peso de cada nivel incluyendo la carga viva debe de considerarse para el diseño sísmico, no es mayor que 110 por ciento del correspondiente al piso inmediato inferior ni, excepción hecha del último nivel de la construcción, es menor que 70 por ciento de dicho peso.

Este edificio solamente tiene parcialmente dos niveles, por lo que Cumple.

8. Ningún piso tiene un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que 110 por ciento de la del piso inmediatamente ni menor que 70 por ciento de esta. Se exime de este último requisito al último piso de la construcción.

Este edificio solamente tiene parcialmente dos niveles, por lo que Cumple.

9. Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones sensiblemente ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losa planas.

Ya que la losa es parcial, de modo que solo se encuentra a partir del eje A al B'. Esta condición no cumple.

10. La rigidez al corte de ningún entrepiso excede en más de 50 por ciento a la del entrepiso inmediatamente inferior. El último queda excluido de este requisito.

Este edificio solamente tiene parcialmente dos niveles, por lo que Cumple.

11. La resistencia al corte de ningún entrepiso excede en más de 50 por ciento a la del entrepiso inmediatamente inferior. El último queda excluido de este requisito.

Este edificio tiene solamente parcialmente dos niveles, por lo que Cumple.

12. En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente, e_s , excede del diez por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso paralelamente a la excentricidad mencionada.

Nivel	e_{sY}		10%b	Nivel	e_{sX}		10%b
1	4.63m	>	2.5m	1	4.25m	>	1.67m

Esta condición no cumple.

3.5.4.2. Estructura fuertemente irregular.

Una estructura se considera fuertemente irregular si se cumple alguna de las condiciones siguientes.

1. La excentricidad torsional estáticamente, e_s , excede en algún entrepiso de 20 por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso, medida paralelamente a la excentricidad ya mencionada.

Nivel	e_{sY}		20%b	Nivel	e_{sX}		20%b
1	4.63m	<	5m	1	4.25m	>	3.33m

Debido a que la condición difiere en los resultados, de modo que en la dirección Y $e_{sY} < 20\%b$; por el contrario en X $e_{sX} > 20\%b$, solamente es una violación de los requerimientos de esta condición, sea dispuesto que esta condición no cumple.

2. La rigidez o la resistencia al corte de algún entrepiso exceden en más de 100 por ciento a la del piso inmediatamente inferior.

Este edificio solamente tiene parcialmente dos niveles, no Cumple.

El factor de reducción Q definido anteriormente se corrigiera por un factor de 0.8 por tratarse de una estructura irregular:

$$Q' = 2 \cdot 0.8 = 1.6$$

3.5.5. Cálculo del coeficiente de diseño sismo-resistente.

3.5.5.1. Ubicación del edificio.

El edificio se encuentra en el departamento de Estelí, municipio de Estelí de acuerdo el RNC-07 Artículo 24 lo ubica en la zona B (por tratarse de una zona de poca sismicidad) según el mapa de zonificación sísmica para Nicaragua.

3.5.5.2. Factor de amplificación de suelo.

El factor de 0.2 se tomó del mapa de isoaceleraciones que se encuentra en el anexo C del RNC-07.

$$a_0 = 0.2$$

3.5.5.3. Influencia del suelo y el período del edificio RNC-07 Arto. 25.

El factor de amplificación por tipo de suelo se tomó de la tabla 2 del RNC-07 considerando que la estructura se encuentra en la zona sísmica B, y un tipo de suelo III moderadamente blando con $180 < V_s < 360 \text{ m/s}$ por lo tanto el factor será de:

$$S = 2.2$$

$$c = \frac{V_0}{W_0} = \frac{S(2.7 \cdot a_0)}{Q' \cdot \Omega} = \frac{(2.2)(2.7)(0.2)}{(1.6)(2)} = 0.37 \text{ pero nunca menor que } 0.44, \text{ por lo tanto se tomara } 0.44.$$

3.5.6. Espectro para el diseño sísmico.

Cuando se aplique el análisis estático que se define en el artículo 32 o el dinámico modal que especifica en el artículo 33, se adoptará como ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico " a " expresada como fracción de la aceleración de la gravedad.

Los valores "a" para los diferentes periodos "T" se establecen en el artículo 27 del RNC-07 el cual a_0 se seleccionará del mapa de isoaceleraciones del anexo C del RNC-07.

Mientras que $d=2.7a_0$, $T_a=0.1\text{seg}$, $T_b=0.6\text{seg}$, $T_c=2\text{seg}$, S es el factor de amplificación del suelo los periodos T_a , T_b , T_c fueron tomados del RNC-07 capítulo VI Criterios de Análisis inciso a.

$$a = \begin{cases} S \cdot \left[a_0 + (d - a_0) \frac{T}{T_a} \right] & \text{si } T < T_a \\ S \cdot d & \text{si } T_a \leq T \leq T_b \\ S \cdot d \cdot \left[\frac{T_b}{T} \right] & \text{si } T_b \leq T \leq T_c \\ S \cdot d \cdot \left[\frac{T_b}{T_c} \right] \left[\frac{T_c}{T} \right]^2 & \text{si } T > T_c \end{cases}$$

Espectro de diseño para Nicaragua.

T	a	T	a	T	a
0.00	0.44	1.90	0.38	3.80	0.099
0.10	1.19	2.00	0.36	3.90	0.094
0.20	1.19	2.10	0.32	4.00	0.089
0.30	1.19	2.20	0.29	4.10	0.085
0.40	1.19	2.30	0.27	4.20	0.081
0.50	1.19	2.40	0.25	4.30	0.077
0.60	1.19	2.50	0.23	4.40	0.074
0.70	1.02	2.60	0.21	4.50	0.070
0.80	0.89	2.70	0.20	4.60	0.067
0.90	0.79	2.80	0.18	4.70	0.065
1.00	0.71	2.90	0.17	4.80	0.062
1.10	0.65	3.00	0.16	4.90	0.059
1.20	0.59	3.10	0.15	5.00	0.057
1.30	0.55	3.20	0.14		
1.40	0.51	3.30	0.13		
1.50	0.48	3.40	0.12		
1.60	0.45	3.50	0.12		
1.70	0.42	3.60	0.11		
1.80	0.40	3.70	0.10		

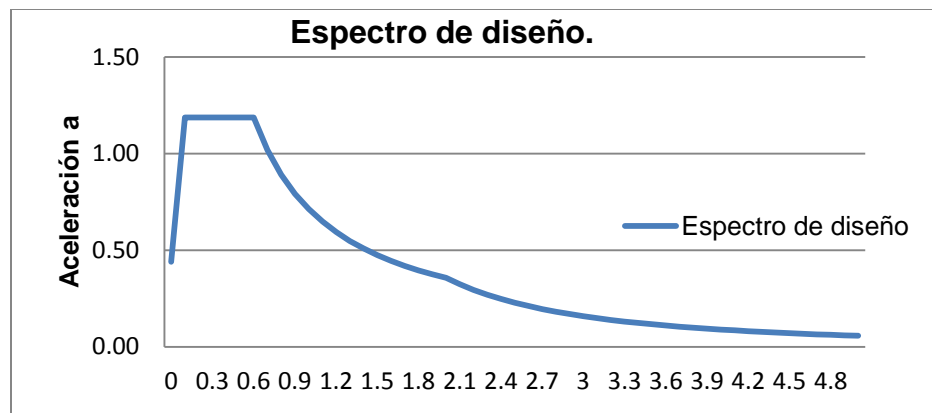


Figura. 3.5.1. Gráfica, a través de los valores T-vs- a se obtiene el espectro de diseño.

3.5.7. Efectos de la forma del edificio y selección del tipo de análisis.

La forma de un edificio tiene mucho que ver con la determinación de los efectos de alguna eventualidad sísmica en el edificio. El análisis de la respuesta sísmica, en ocasiones se simplifica ya que se estudian principalmente los elementos del edificio que intervienen directamente en la resistencia a fuerzas laterales. Al considerar un análisis de los aspectos relacionados con la forma del edificio, en nuestro caso; el perfil del edificio es cortó y rígido (dimensión larga 25m, dimensión corta 16.67m y una altura de 6.34 m), tiende a absorber una mayor sacudida producida por un sismo debido a su rápida respuesta (corto periodo de vibración natural); en comparación con un edificio alto y esbelto, la respuesta de este tipo sería lenta (mayor periodo de vibración natural), a la hora de disipar parte de la energía de la acción sísmica en su movimiento.

Ahora bien, en cuanto a la forma de la sección transversal del edificio aunque asimétrica, es sencilla; entonces posee un considerable potencial de estabilidad con respecto a fuerzas laterales.

En el caso de la selección del tipo de análisis sísmico, se aplicará el método estático Art. 32 del RNC-07 por tratarse de una estructura irregular con una altura menor de 30m.

En Donde cada una de las fuerzas se tomará igual al peso de la masa que corresponde, multiplicado por un coeficiente proporcional a h , siendo h la altura de la masa en cuestión sobre el desplante (o nivel a partir del cual las deformaciones estructurales pueden ser apreciables).

De acuerdo con este requisito, la fuerza lateral que actúa en el i -ésimo nivel, F_{si} , resulta ser:

$$F_{si} = c \cdot W_i \cdot h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i \cdot h_i}$$

Ecuación 11 del RNC-07

Dónde:

W_i : es el peso de la i -ésima masa; y

h_i : es la altura de la i -ésima masa sobre el desplante.

c : es el coeficiente sísmico definido en el Art. 24 RNC-07.

Tomando en cuenta que para estructuras de uno o dos niveles podrán considerarse menos de los tres primeros modos de vibrar en cada dirección de análisis, el efecto torsional de las excentricidades accidentales en el caso del método dinámico se calculará como lo especifica el análisis estático, es síntesis, en edificios de poca altura la respuesta dinámica es similar a la que supone el método estático; de esta manera la selección del método estático.

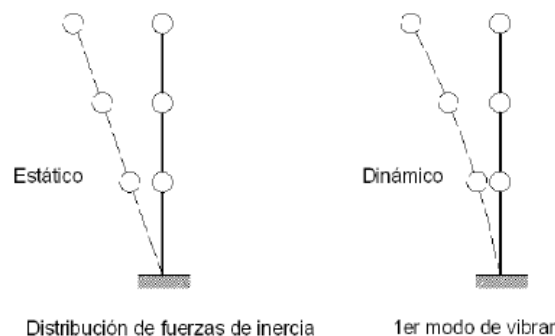


Figura 3.5.2 Comparativa entre la distribución de fuerzas de inercia del método estático y el primer modo de vibración que rige la respuesta en el método dinámico modal.

3.5.8. Cálculo de la fuerza sísmica por eje y nivel utilizando el método estático equivalente. Arto 32 RNC-07.

Para la determinación de la fuerza sísmica a través del método estático se utilizaron las cargas muertas y vivas por eje y nivel calculadas anteriormente en las tablas 3.3-1, 3.3-2, 3.3-3 (cargas gravitacionales vivas y muertas).

$F_i = (0.44)(21,896)(2.7) \frac{(37,271)}{(147,067)} = 6,592.30\text{kg}$ estas fuerzas se multiplicaron por 1.5 como lo estipula el RNC-07 por tratarse de estructuras del grupo A.

Tabla 3.5-1. Calculo de la fuerza sísmica ejes longitudinales y transversales.

Eje 1							
Nivel	W_{CM} (Kg)	W_{CVR} (Kg)	W_{TN} (Kg)	W_i (kg)	H_i (m)	$W_i H_i$ (kg-m)	F_i (kg)
1	20,724	1,171.8	21,896	21,896	2.7	59,118.1	9,888.4
2	14,301	1,075	15,376	15,376	5.72	87,948.5	14,710.6
Total			37,271	37,271		147,067	24,598.9
Eje 2							
Nivel	W_{CM} (Kg)	W_{CVR} (Kg)	W_{TN} (Kg)	W_i (kg)	H_i (m)	$W_i H_i$ (kg-m)	F_i (kg)
1	9,256	2,343.6	11,599	11,599	2.7	31,318.3	7,655.6
			11,599	11,599		31,318.3	7,655.6
Eje 2'							
Nivel	W_{CM} (Kg)	W_{CVR} (Kg)	W_{TN} (Kg)	W_i (kg)	H_i (m)	$W_i H_i$ (kg-m)	F_i (kg)
1	3,768	75.6	3,843.8	3,843.8	5.55	21,332.8	2,536.9
Total			3,843.8	3,843.8		21,332.8	2,536.9
Eje 3							
Nivel	W_{CM} (Kg)	W_{CVR} (Kg)	W_{TN} (Kg)	W_i (kg)	H_i (m)	$W_i H_i$ (kg-m)	F_i (kg)
1	9,451	2,343.6	11,795	11,795	2.7	31,846.6	7,784.7
Total				11,795		31,846.6	7,784.7
Eje 3'							
Nivel	W_{CM} (Kg)	W_{CVR} (Kg)	W_{TN} (Kg)	W_i (kg)	H_i (m)	$W_i H_i$ (kg-m)	F_i (kg)
1	2,083	75.3	2,158.5	2,158.5	5.38	1,1612.5	1,424.6
Total			2,158.5	2,158.5		1,1612.5	1,424.6

Eje 4							
Nivel	W _{CM} (Kg)	W _{CVR} (Kg)	W _{TN} (Kg)	W _i (kg)	H _i (m)	W _i H _i (kg-m)	F _i (kg)
1	3,247	2,343.6	5,590.4	5,590.4	2.7	15,094.1	3,689.7
Total				5,590.4		15,094.1	3,689.7

Eje 4'							
Nivel	W _{CM} (Kg)	W _{CVR} (Kg)	W _{TN} (Kg)	W _i (kg)	H _i (m)	W _i H _i (kg-m)	F _i (kg)
2	3,178	77	3,254.6	3,254.6	4.6	14,971.2	2,148.04
Total			3,254.6	3,254.6		14,971.2	2,148.04

Eje 5							
Nivel	W _{CM} (Kg)	W _{CVR} (Kg)	W _{TN} (Kg)	W _i (kg)	H _i (m)	W _i H _i (kg-m)	F _i (kg)
1	2,588	1,171.9	3,760.1	3,760.1	2.7	10,152.3	2,481.7
Total			3,760.1	3,760.1		10,152.3	2,481.7

Eje 5'							
Nivel	W _{CM} (Kg)	W _{CVR} (Kg)	W _{TN} (Kg)	W _i (kg)	H _i (m)	W _i H _i (kg-m)	F _i (kg)
2	2,561	86.3	2,647.1	2,647.1	3.19	8,444.1	1,747.1
Total			2,647.1	2,647.1		8,444.1	1,747.1

Eje 6							
Nivel	W _{CM} (Kg)	W _{CVR} (Kg)	W _{TN} (Kg)	W _i (kg)	H _i (m)	W _i H _i (kg-m)	F _i (kg)
1	7,279	3,915	1,1194	1,1194	0	0	0.00
Total			1,1194	1,1194		0	0.00

Eje A							
Nivel	W _{CM} (Kg)	W _{CVR} (Kg)	W _{TN} (Kg)	W _i (kg)	H _i (m)	W _i H _i (kg-m)	F _i (kg)
1	6,808	2,188	8,995.7	8,995.7	2.7	24,288.3	4,635.9
2	2,515	499	3,013.8	3,013.8	5.72	17,239	3,290.4
Total			12,009	12,009		41,527.4	7,926.3

Eje A'							
Nivel	W _{CM} (Kg)	W _{CVR} (Kg)	W _{TN} (Kg)	W _i (kg)	H _i (m)	W _i H _i (kg-m)	F _i (kg)
1	3,477	4,375	7,851.9	7,851.9	2.7	21,200.1	4,253.7
2	906	998	1,904	1,904	5.72	10,890.9	2,185.2
Total			9,755.9	9,755.9		32,091	6,438.9

Eje B							
Nivel	W_{CM} (Kg)	W_{CVR} (Kg)	W_{TN} (Kg)	W_i (kg)	H_i (m)	$W_i H_i$ (kg-m)	F_i (kg)
1	5,269	4,375	9,644.4	9,644.4	2.7	26,039.8	5,113.6
2	1,704	998	2,701.8	2,701.8	5.72	15,454.1	3,034.8
Total			12,346	12,346		41,493.9	8,148.6
Eje B'							
Nivel	W_{CM} (Kg)	W_{CVR} (Kg)	W_{TN} (Kg)	W_i (kg)	H_i (m)	$W_i H_i$ (kg-m)	F_i (kg)
1	3,117	2,188	5,304.5	5,304.5	2.7	14,322.2	2,604.7
2	1,359	998	2,357	2,357	5.72	13,482	2,451.9
Total			7,661.5	7,661.5		27,804.2	5,056.6
Eje C							
Nivel	W_{CM} (Kg)	W_{CVR} (Kg)	W_{TN} (Kg)	W_i (kg)	H_i (m)	$W_i H_i$ (kg-m)	F_i (kg)
1	9,781	998	10,779	10,779	5.72	61,656.6	7,114.2
Total			10,779	10,779		61,656.6	7,114.2
Eje D							
Nivel	W_{CM} (Kg)	W_{CVR} (Kg)	W_{TN} (Kg)	W_i (kg)	H_i (m)	$W_i H_i$ (kg-m)	F_i (kg)
1	9,781	998	10,779	10,779	5.72	61,656.6	7,114.2
Total			10,779	10,779		61,656.6	7,114.2
Eje E							
Nivel	W_{CM} (Kg)	W_{CVR} (Kg)	W_{TN} (Kg)	W_i (kg)	H_i (m)	$W_i H_i$ (kg-m)	F_i (kg)
1	9,781	998	10,779	10,779	5.72	61,656.6	7,114.2
Total			10,779	10,779		61,656.6	7,114.2
Eje F							
Nivel	W_{CM} (Kg)	W_{CVR} (Kg)	W_{TN} (Kg)	W_i (kg)	H_i (m)	$W_i H_i$ (kg-m)	F_i (kg)
1	19,903	499	20,402	20,402	5.72	116,697	13,465.1
Total			20,402	20,402		116,697	13,465.1

3.5.9. Reducción de la fuerza sísmica.

Opcionalmente pueden adoptarse fuerza sísmica menores que las calculadas, siempre que se tome en cuenta el valor aproximado del período de vibración de la estructura, de acuerdo con lo siguiente:

$$T=2\pi\sqrt{\frac{\sum W_i \cdot x_i^2}{g \cdot \sum F_{si} \cdot x_i}}$$

x_i = desplazamiento del nivel i.

g = la aceleración de la gravedad (9.81m/s^2)

La determinación de los desplazamientos, de cada nivel y eje fueron obtenidos mediante el programa SAP 2000 introduciendo la fuerza sísmica sin reducir en el modelo idealizado de la estructura; en las siguientes tablas se describen los cálculos tanto en la dirección x y y.

$$T=2\pi\sqrt{\frac{4,447.4}{(981)(8,961.1)}}=0.141$$

Tabla 3.5-2. Cálculos de los periodos por eje en la dirección y.

Nivel	h(m)	W _i (Kg)	F _i (Kg)	y _y	W _i y _y ²	F _i y _y	T(seg)
Eje 1							
1	2.7	21,895.6	9,888.3	0.155	524.7	1,530.72	0.141
2	5.72	15,375.6	14,711	0.505	3,922.7	7,430.35	
					4,447.4	8,961.1	
Eje 2							
1	2.7	31,18.3	7,655.6	0.215	1,447.7	1,645.95	0.188
Eje 2´							
1	5.51	21,179.1	2,536.9	1.360	39,172.8	3,450.2	0.676
Eje 3							
1	2.7	11,795	7,784.7	0.213	535.13	1,658.2	0.114
Eje 3´							
1	5.34	2,158.5	1,424.6	1.550	5,185.7	2,208.1	0.307
Eje 4							
1	2.7	5,590.4	3,689.7	0.135	101.9	498.11	0.091
Eje 4´							
1	4.6	3,254.6	2,148	1.230	4,923.9	2,642.08	0.274
Eje 5							
1	2.7	3,760.1	2,481.7	0.091	31.29	226.38	0.075
Eje 5´							
1	3.18	2,647.1	1,747.1	0.550	800.7	960.88	0.183

Tabla 3.5-3. Cálculo de los periodos en dirección x.

Eje A							
Nivel	h	$W_i(\text{Kg})$	$F_i(\text{Kg})$	x_x	$W_i x_x^2$	$F_i x_x$	T (seg)
1	2.70	8,995.68	4,635.9	0.169	255.529	781.33	0.117
2	5.72	3,013.82	3,290.4	0.382	440.871	1,258.47	
					696.4	2,039.81	
Eje A'							
1	2.70	7,851.89	4,253.7	0.328	843.296	1,394.02	0.166
2	5.72	1,904	2,185.2	0.861	1,410.393	1,880.73	
					2,253.69	3,274.75	
Eje B							
1	2.70	9,644.4	5,113.6	0.180	313.277	921.63	0.120
2	5.72	2,701.8	3,034.8	0.417	470.054	1,265.9	
					783.331	2,187.5	
Eje B'							
1	2.70	5,304.5	2,604.7	0.144	110.13	375.31	0.178
2	5.72	2,357	2,451.9	0.909	1,945.5	2,227.6	
					2,055.7	2,602.9	
Eje C							
1	5.72	10,779.1	7,114.2	0.574	3,548.12	4,081.6	0.187
Eje D							
1	5.72	10,779.1	7,114.2	0.550	3,265.7	3,915.8	0.183
Eje E							
1	5.72	10,779.1	7,114.2	0.520	2,914.79	3,699.5	0.178
Eje F							
1	5.72	20,401.6	13,465	0.084	142.347	1,124.74	0.10

Cada una de las fuerzas laterales se tomara como lo indica el inciso "b" del Arto. 32 RNC-07.

$a =$ Es la ordenada espectral definida en el artículo 27 del RNC-07. Esta a su vez se multiplicara por 1.5 como se muestra en los cálculos posteriores por tratarse de una estructura del grupo A.

Ω y Q' = Son los valores de reducción definidos en el artículo 22 y 21 respectivamente del RNC-07.

W_i = Peso de la i-esima masa.

h_i = Es la altura de la i-esima masa sobre el nivel de desplante.

$Q= 2$, $\Omega=2$, $a_0=0.2$, $S=2.2$, $d=0.54$

$T_a= 0.10$ seg, $T_b= 0.60$ seg, $T_c=2.00$ seg.

Se podrá realizar la reducción de la fuerza sísmica si se conoce el periodo a través de la relación $a/\Omega Q'$ como se muestra a continuación en las siguientes tablas.

Tabla 3.5-4. Relación $a/\Omega Q'$ en direcciones x, y para la reducción de la fuerza sísmica.

Dirección Y					Dirección X				
Eje	T	Q'	a	$a \cdot 1.5/\Omega Q'$	Eje	T	Q'	a	$a \cdot 1.5/\Omega Q'$
1	0.141	1.60	1.188	0.56	A	0.117	1.60	1.188	0.56
2	0.188	1.60	1.188	0.56	A'	0.166	1.60	1.188	0.56
2'	0.676	1.60	1.055	0.49	B	0.120	1.60	1.188	0.56
3	0.114	1.60	1.188	0.56	B'	0.178	1.60	1.188	0.56
3'	0.307	1.60	1.188	0.56	C	0.187	1.60	1.188	0.56
4	0.091	1.53	1.119	0.55	D	0.183	1.60	1.188	0.56
4'	0.274	1.60	1.188	0.56	E	0.178	1.60	1.188	0.56
5	0.075	1.40	0.998	0.54	F	0.071	1.71	0.974	0.43
5'	0.19	1.60	1.188	0.56					

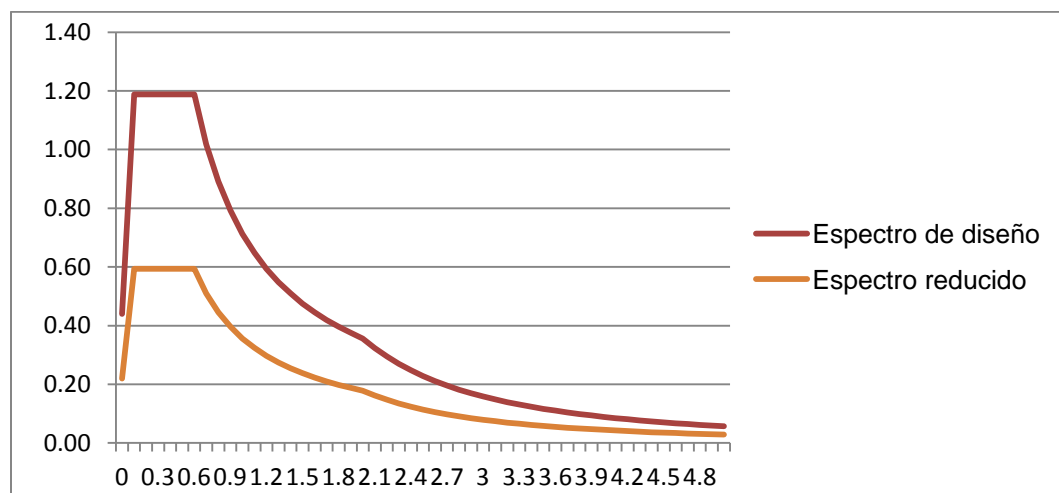


Figura. 3.5.3. Gráfica Donde se muestran el espectro de diseño sísmico y el espectro de diseño para la estructura.

Tabla 3.5-5. Fuerza sísmica reducida en Y.

Ejes	Nivel	$W_i(\text{kg})$	$h_i(\text{m})$	$W_i h_i(\text{kg-m})$	$F_i(\text{kg})$
1	1	21,895.59	2.70	59,118.1	8,343
	2	15,375.61	5.72	87,948.5	12,412
		37,271.20		147,066.6	20,755
2	1	11,599.38	2.7	31,318.3	6,459
2'	1	3,843.75	5.5	21,179.1	1,900
3	1	11,795.03	2.7	31,846.6	6,568
3'	1	2,158.45	5.4	11,612.5	1,202
4	1	5,590.43	2.7	15,094.15	3,074
4'	1	3,254.60	4.6	14,971.16	1,812
5	1	3,760.12	2.7	10,152.3	2,015
5'	1	2,647.05	3.2	8,444.1	1,474

Tabla 3.5-6. Fuerza sísmica reducida en X.

Ejes	Nivel	$W_i(\text{kg})$	$h_i(\text{m})$	$W_i h_i(\text{kg-m})$	$F_i(\text{kg})$
A	1	8,995.68	2.70	24,288.32	6,688
	2	3,013.82	5.72	17,239.03	2,776
	total	12,009.49		41,527.36	9,464
A'	1	7,851.89	2.70	21,200.10	3,489
	2	1,904.00	5.72	10,890.88	1,844
	total	9,755.89		32,090.98	5,433
B	1	9,644.38	2.70	26,039.83	6,875
	2	2,701.76	5.72	15,454.07	2,561
	total	12,346.14		41,493.8932	9,436
B'	1	5,304.50	2.70	14,322.15	4,266
	2	2,357.00	5.72	13,482.04	2,069
	total	7,661.50		27,804.19	6,335
C	1	10,779.12	5.72	61,656.57	6,003
D	1	10,779.12	5.72	61,656.57	6,003
E	1	10,779.12	5.72	61,656.57	6,003
F	1	20,401.61	5.72	116,697.20	8,692

La fuerza sísmica reducida se distribuyó en cada eje y nivel dependiendo de la rigidez de cada columna.

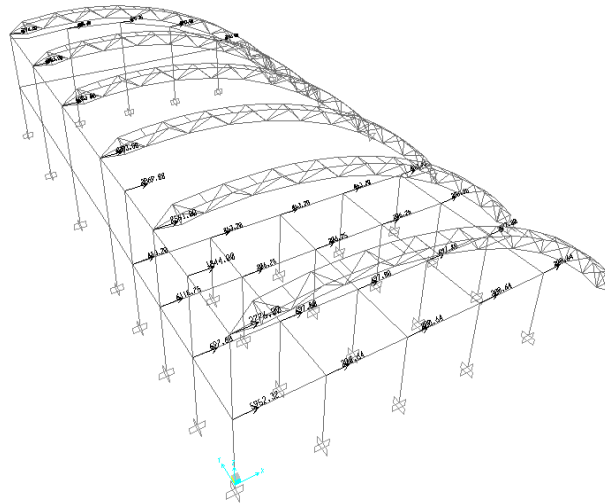


Figura 3.5.4 Distribución de la carga de sismo en sentido X.

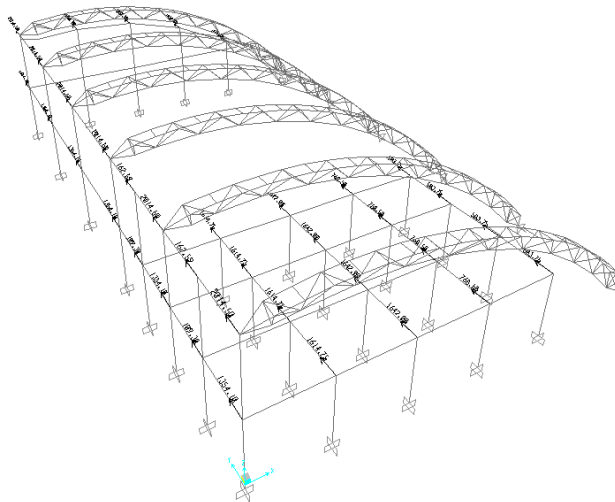


Figura 3.5.5 Distribución de la carga de sismo en sentido Y.

3.5.10. Efecto de torsión.

Las excentricidades de diseño, según sea lo más desfavorable, amplifican o reduce la excentricidad torsional (obtenida en la siguiente sección), para incorporar la naturaleza dinámica de las torsiones sísmicas en los cálculos estáticos.

La excentricidad de diseño será la que resulte más desfavorable entre:

$$e_D = \begin{cases} 1.5e_s + 0.1b \\ e_s - 0.1b \end{cases} \quad \text{Ecuación 15 del RNC-07.}$$

Donde b es la dimensión de planta que se considera, medida perpendicularmente a la acción sísmica.

3.5.10.1. Excentricidad torsional de entrepiso.

De no coincidir el Centro de Gravedad del piso con el Centro de Rigidez se formará un momento constituido por la fuerza sísmica aplicada en el centro de gravedad o masa y su correspondiente reacción aplicada en el centro de rigidez.

Este fenómeno hará trabajar a la estructura a la torsión, trabajo que se amplificará cuanto mayor sea la dimensión del edificio medida sobre la normal del sentido en que se considera al sismo. La distancia que existirá entre el centro de masas y el centro de rigidez es la “excentricidad”.

$$e_{sX} = C_M - C_K$$

$$e_{sY} = C_M - C_K$$

Dónde:

C_M es la coordenada del centro de masa y C_K coordenada del centro de rigidez.

3.5.10.1.1. Cálculo de las coordenadas del centro de masa.

Para el cálculo de las coordenadas del centro de masa de cada nivel se realizó por eje y por nivel, tomando los pesos de los materiales que integran las paredes (bloque de cemento 15x20x40 mas el peso de revello de 1cm de espesor) y elementos estructurales como vigas y columnas sentido longitudinal. Se presentan en este caso, el cálculo de un eje longitudinal y un transversal respectivamente, posteriormente se presenta un resumen de los datos obtenidos de los cálculos para los demás ejes.

$$Y_{CM} = \frac{\sum wY_i}{\sum W}$$

$$X_{CM} = \frac{\sum WX_i}{\sum W}$$

Donde

$\sum W$ = Sumatoria del peso en kilogramos.

Y, X_i = Son coordenadas de cada centro de masa en metros.

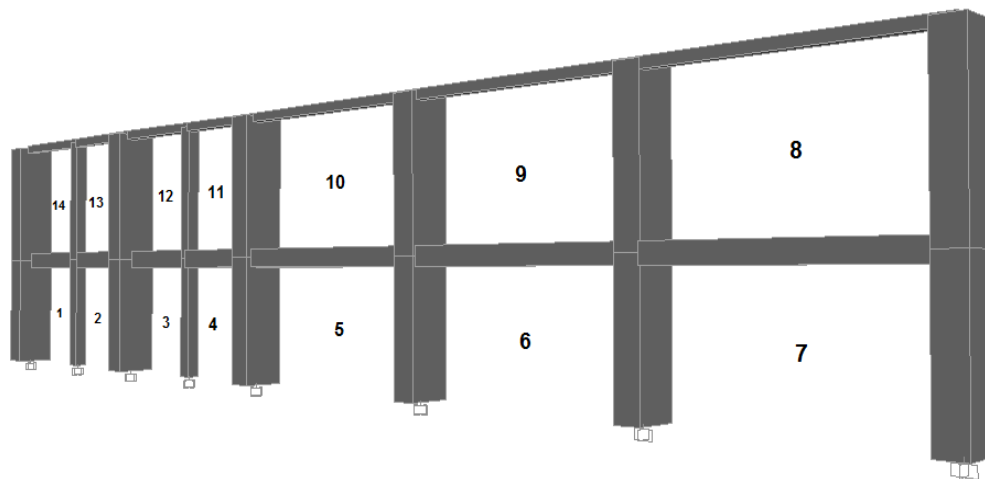


Figura. 3.5.6. Localización de las áreas, para el cálculo de masa para paredes por eje y nivel del eje 1.

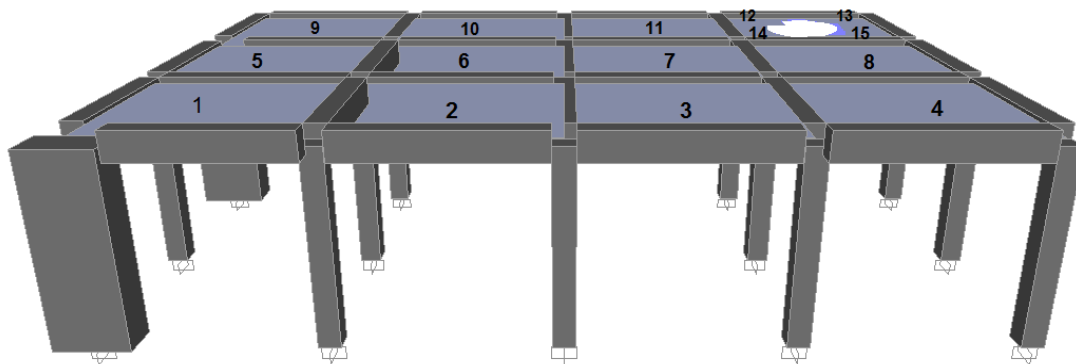


Figura. 3.5.7. Localización de las áreas, para el cálculo de masa en el caso de losa

En la tablas siguientes se muestran los pesos que actúan sobre los ejes, estos se calcularon a partir de las cargas muertas, vivas y peso propio multiplicadas por sus respectivas áreas tributarias.

Tabla 3.5-7. Cálculo de peso por eje y nivel para eje 1.

Nivel	Elem./Tablero	Área	Peso(kg/m ²)	W (Kg)
1	C-1	-	-	15,552
	C-2	-	-	1,166.4
	V-E (A-A')	-	-	1,020.6
	V-E (B'-F)	-	-	3,744
	Losa	3.75	624	2,340
		3.75	624	2,340
		3.75	624	2,340
	1	4.94	240	1,184.4
	2	4.94	240	1,184.4
	3	4.94	240	1,184.4
1	4	4.93	240	1,183.2
	5	10.58	240	2,539.2
	6	5.29	240	1,269.6
2	7	10.58	240	2,539.2
	C-1	-	-	17,395.2
	C-2	-	-	1,304.6
	V-C	-	-	2,160
	8	12.47	240	2,992.8
	9	12.47	240	2,992.8
	10	12.47	240	2,992.8
	11	5.82	240	1,396.8
2	12	5.82	240	1,396.8
	13	5.82	240	1,396.8
	14	5.82	240	1,396.8
	TECHO	242.84	49.61	12,046.3

Tabla 3.5-8. Coordenadas por niveles del eje 1 sentido transversal en metros.

Primer Nivel.			Segundo Nivel.		
W (Kg)	Y _i	WY _i (Kg-m)	W (Kg)	Y _i	WY _i (Kg)
15,552	12.5	194,400	17,395.2	12.5	217,440
1,166.4	5	5,832	13,04.64	5	6,523.2
1,020.6	3.75	3,827.25	2,160	12.5	27,000
3,744	16.25	60,840	2,992.8	22.5	67,338
2,340	1.25	2,925	2,992.8	17.5	52,374

2,340	3.75	8,775	2,992.8	12.5	37,410
2,340	6.25	14,625	1,396.8	8.75	12,222
11,84.4	1.25	14,80.5	1,396.8	6.25	8,730
11,84.4	3.75	4,441.5	1,396.8	3.75	5,238
11,84.4	6.25	7,402.5	1,396.8	1.25	1,746
11,83.2	8.75	10,353	12,073.21	12.5	150,915.15
25,39.2	12.5	31,740			
12,69.6	17.5	22,218			
25,39.2	22.5	57,132			
39,587.4		425,991.75	47,471.32		586,600.21

Coordenadas para eje 1 nivel 1 $Y_{cm1-N1}=425,991.75/39,587.4$

Coordenada para eje 1, nivel 1 $Y_{cm1-N1}= 10.76m$

Coordenadas para eje 1 nivel 2 $Y_{cm1-N2}= 586,936.35/47,498.65=12.36m$

Coordenadas para eje 1 nivel 2 $X_{cm1-N1}=0.00m$

Tabla 3.5-9. Coordenadas sentido longitudinal eje 1 nivel 2 en metros.

W(kg)	X_i	WX_i (kg)
35,425.44	0.00	0.00
12,046.32	4.61	55,533.54
47,471.76		55,533.54

Coordenadas para eje 1 nivel 2. $X_{cm2}= 1.17m$

Tabla 3.5-1. Cálculo de pesos del A.

Nivel	Elem./Tablero	Area	Peso(kg/m²)	W (Kg)
1	C-1	-	-	2,592.00
	C-2	-	-	2,332.80
	V-E	-	-	1,692.90
	LOSA	3.75	624	2,340.00
		3.75	624	2,340.00
		3.75	624	2,340.00
		3.75	624	2,340.00
	1	4.79	240	1,149.84
	2	6.08	240	1,458.00
	3	6.08	240	1,458.00
	4	6.08	240	1,458.00
2	C-1	-	-	2,899.20

	C-2	-	-	371.52
	Pared cristal	20.45	35	715.86
	V-C	-	-	594.24
	5	5.09	240	1,222.08
	6	2.47	240	592.80
	TECHO	58.50	49.61	2,901.95

Tabla 3.5-10. Cálculos de las coordenadas sentido transversal y longitudinal eje A.

Sentido longitudinal nivel 1			Sentido longitudinal nivel 2		
W (Kg)	X _i	WX _i (Kg)	W (Kg)	X _i	WX _i (Kg)
2,592.00	0	0.0	2,899.20	0	0.00
2,332.80	7.5	17,496.0	371.52	3	1,114.56
1,692.90	5.225	8,845.4	715.86	7.08	5,068.25
2,340.00	1.5	3,510.0	594.24	3	1,782.72
2,340.00	4.5	10,530.0	1,222.08	1.38	1,686.47
2,340.00	7.5	17,550.0	592.80	4	2,371.20
2,340.00	10.5	24,570.0	2,901.95	9.22	26,755.99
1,149.84	1.5	1,724.8			
1,458.00	4.5	6,561.0			
1,458.00	7.5	10,935.0			
1,458.00	10.5	15,309.0			
21,501.54		117,031.2	9,297.65		38,779.19

Coordenadas sentido longitudinal eje A nivel 1 $X_{cmA} = 117,031.2 / 21,501.54 = 5.44m$

Coordenadas sentido longitudinal eje A nivel 2 $X_{cmA} = 38,779.19 / 9,297.65 = 4.17m$

Coordenadas sentido transversal para nivel 1 y 2 eje A $Y_{cmA-N1-N2} = 0.00m$

Tabla 3.5-11. Centro de masa sentido longitudinal nivel 1.

Nivel	Eje	W(kg)	Xi	WX _i (kg.m)
1	1	39,587.40	0.00	0.00
	2	17,704.04	3.00	53,112.1
	2'	2,631.85	3.00	7,893.05
	3	17,490.60	6.00	10,4943.6
	3'	2,557.64	6.00	15,345.81
	4	19,341.35	9.07	17,5373.0
	4'	2,236.97	9.00	20,132.70
	5	9,052.54	11.58	10,4800.4
	5'	1,681.40	12.00	20,176.82

1	A	21,501.54	5.44	117,031.2
	A'	23,553.27	6	140,565.1
	B	24,003.29	5.14	123,314.5
	B'	9,168.66	5.88	53,870.5
	C	10,327.79	4.32	44,593.31
	D	10,327.79	4.32	44,593.31
	E	10,327.79	4.32	44,593.31
	F	28,866.59	6.56	189,437.7
		250,359.66		1,259,776

Coordenada sentido longitudinal $X_{CM-N1} = 1,259,776 / 250,359.66 = 5.03m$

Tabla 3.5-12. Centro de masa sentido longitudinal nivel 2.

Nivel	Eje	W(kg)	Xi	WX _i (kg.m)
2	1	47,471.76	1.17	55,533.54
	2	1,392.54	3.00	4,177.62
	3	1,392.54	6.00	8,355.24
	4	696.27	9.00	6,266.43
	A	9,297.65	4.17	38,779.19
	A'	4,177.62	4.50	18,799.29
	B	7,735.79	5.76	44,593.31
	B'	652.32m	0.00	0.00
		72,816.48		176,504.6

Coordenada sentido longitudinal nivel 2 $X_{CM-N2-prd} = 176,504.6 / 72,816.48 = 2.42m$

Tabla 3.5-13. Centro de masa sentido transversal nivel 1.

Nivel	Eje	W(kg)	Yi	WY _i (kg.m)
1	1	39,587.40	10.76	425,991.8
	2	17,704.04	3.73	66,123.4
	2'	2,631.85	24.71	65,044.22
	3	17,490.60	3.75	65,589.8
	3'	2,558.47	24.71	63,214.54
	4	19,341.35	4.10	79,340.0
	4'	2,237.82	24.66	55,180.92
	5	9,052.54	3.29	29,803.38
	5'	1,682.36	24.49	41,202.53
	A	21,501.54	0.00	0.00
	A'	23,553.27	2.50	58,883.2

1	B	24,003.29	4.97	119,353.7
	B'	9,168.66	7.27	66,616.9
	C	10,338.58	10.00	103,385.8
	D	10,338.58	15.00	155,078.7
	E	10,338.58	20.00	206,771.6
	F	28,873.07	25.00	721,826.7
		250,402.01		2,323,407

Coordenada sentido transversal nivel 1. $Y_{CM-N1-Prd.} = 2,323,404 / 250,402.01 = 9.28m$

Tabla 3.5-14. Centro de masa sentido transversal nivel 2.

Nivel	Eje	W(kg)	Yi	WY _i (kg.m)
2	1	47,498.65	12.36	586,600.2
	2	1,392.54	2.50	3,481.35
	3	1,392.54	2.50	3,481.35
	4	696.27	2.50	1,740.68
	A	9,304.12	0.00	0.00
	A'	4,177.62	2.50	18,799.29
	B	7,746.58	5.00	38,678.93
	B'	652.32	7.27	4,739.57
		72,816.48		657,521.4

Coordenada sentido transversal nivel 2. $Y_{CM-N2-Prd.} = 657,521.4 / 72,816.45 = 9.03m$

3.5.10.1.1. Las coordenadas del centro de masa para el primer nivel y segundo nivel.

Coordenadas del centro de masa para nivel 1. $CM_1 = (5.03-9.28) m$

Coordenadas del centro de masa para nivel 2. $CM_2 = (2.31-9.03) m$

3.5.10.1.2. Cálculo de las coordenadas del centro de rigidez de la estructura.

Los elementos principales que absorben las fuerzas sísmicas horizontales son, evidentemente, las columnas. Cada elemento de la construcción posee una rigidez, entendiéndose por tal a la fuerza necesaria que hay que aplicarle a ese elemento para provocarle un desplazamiento unitario.

Para el cálculo de la rigidez se propusieron las siguientes dimensiones que se muestran a continuación en la siguiente tabla.

Tabla 3.5-15. Dimensiones e inercia de las secciones de concreto.

Secciones	b(m)	h(m)	$I_x(m^4)$	$I_y(m^4)$
C-1	0.50	0.80	0.02133	0.00833
C-2	0.30	0.30	0.00068	0.00068
C-3	0.35	0.50	0.00365	0.00179

Módulo de elasticidad del concreto.

$$f'_c = 2,100,000 \text{ kg/m}^2$$

$$E_c = 15100 \sqrt{f'_c}$$

$$E_c = 21,881,978.89 \text{ kg/m}^2$$

Longitud de columnas

Nivel 1: 2.70m; Nivel 2: 3.02m

Método aproximado para el cálculo de la rigidez.

Es conocido como el método de la Rigidez y es el más sencillo de aplicar. La rigidez de entrepiso de cada pórtico R está dada por la sumatoria de la rigidez de k columnas que lo conforman:

$$R_I = \sum_{i=1}^{n_c} k_i$$

Donde

n_c es el número de columnas del pórtico y k viene dada por:

$$K = \frac{12E_c I}{H^3}$$

Dónde:

E_c = Módulo de elasticidad del concreto en kg/m^2

I = Inercia de la sección en este caso columnas en m^4 .

H = Altura de cada nivel en metros.

Tabla 3.5-16. Cálculo de la rigidez sentido longitudinal por nivel y ejes.

Nivel	Eje	K(kg/m)	X _i	K·X _i
1	1	1,725,611.32	0	0.00
	2	36,019.72	3	108,059.2
	2'	5,035.71	3	15,107.1
	3	36,019.72	6	216,118.3
	3'	5,510.13	6	33,060.8
	4	36,019.72	9	324,177.5
	4'	8,443.62	9	75,992.6
	5	36,019.72	12	432,236.6
	5'	23,932.40	12	287,188.9
2	1	1,233,143.01	0	0.0

$X = \frac{\sum KX_i}{\sum K}$; $Y = \frac{\sum KY_i}{\sum K}$ Ecuaciones utilizadas para el cálculo de las coordenadas del centro de rigidez.

Donde:

K= Rigidez del elemento en kg/m

X_i= Coordenada en planta (transversal) del eje en m.

Y_i= Coordenada en planta (longitudinal) del eje en m.

Tabla 3.5-17. Cálculo de la rigidez sentido transversal por nivel y ejes.

Nivel	Eje	K(kg/m)	Y _i	K·Y _i
1	A	147,191.688	0	0
	A'	45,024.648	2.5	112,561.6
	B	147,191.688	5	735,958.4
	B'	45,024.648	7.5	337,684.9
	C	11,692.261	10	116,922.6
	D	11,692.261	15	175,383.9
1	E	11,692.261	20	233,845.2
	F	11,763.767	25	294,094.2
2	A	79,444.853	0	0
	A'	6,435.033	2.5	16,087.58
	B	79,444.853	5	39,7224.3
	B'	6,435.033	7.5	48,262.75

Tabla 3.5-18. Cálculo de rigidez para entrepiso sentido transversal y longitudinal.

Sentido longitudinal.				Sentido transversal			
Eje	K(kg/m)	X _i (m)	K·X _i	Eje	K(kg/m)	X _i (m)	K·X _i
1	1,725,611.32	0	0	A	147,191.7	0	0
2	36,019.72	3	108,059.2	A'	45,024.7	2.5	112,561.6
3	36,019.72	6	216,118.3	B	147,191.7	5	735,958.4
4	36,019.72	9	324,177.5	B'	45,024.65	7.5	337,684.9
5	36,019.72	12	432,236.6				
Total	1,869,690.19		1,080,591.6		384,432.7		1,186,204.9

Coordenada en sentido longitudinal. $X_K = 1,080,591.55 / 1,869,690.19 = 0.58m$

Coordenada en sentido transversal. $Y_K = 1,186,204.9 / 384,432.7 = 3.09m$

Tabla 3.5-19. Cálculo de las coordenadas en sentido longitudinal nivel 1.

Nivel	Eje	K(kg/m)	X _i	K·X _i
1	2'	5,035.71	3	15,107.14
	3'	5,510.13	6	33,060.80
	4'	8,443.62	9	75,992.56
	5'	23,932.40	12	287,189
	Entrepiso	1,869,690.19	0.58	1,080,592
	Total	1,912,612.06		1,491,941

Coordenada en sentido longitudinal. $X_K = 1,491,941 / 1,912,612.06 = 0.78m$

Tabla 3.5-2. Cálculo de las coordenadas en sentido longitudinal nivel 2.

Nivel	Eje	K(kg/m)	X _i	K·X _i
2	1	1,233,143.01	0	0.00
	Total	1,233,143.01		0

Coordenada sentido longitudinal. $X_K = 0.00m$

Tabla 3.5-20. Cálculo de las coordenadas en sentido transversal nivel 1.

Nivel	Eje	K(kg/m)	Yi	K·Yi
1	C	11,692.26	10	116,922.6
	D	11,692.26	15	175,383.9
	E	11,692.26	20	233,845.2
	F	11,763.77	25	294,094.2
	Entrepiso	384,432.67	3.09	1,186,205
	Total	431,273.22		2,006,451

Coordenada sentido transversal. $Y_k = 2,006,451/431,273.22 = 4.65\text{m}$

Tabla 3.5-21. Cálculo de las coordenadas en sentido transversal nivel 2.

Nivel	Eje	K(kg/m)	Yi	K·Yi
2	A	79,444.85	0	0.0
	A'	6,435.03	2.5	16,087.6
	B	79,444.85	5	397,224.3
	B'	6,435.03	7.5	48,262.7
	Total	171,759.77		461,574.6

Coordenada sentido transversal. $Y_k = 461,574.6/171,759.77 = 2.69\text{m}$

Coordenadas del centro de rigidez.

Coordenada del centro de rigidez de la estructura. $C_{cK_{\text{nivel1}}} = (0.78-4.65) \text{ m}$.

Coordenada del centro de rigidez de la estructura. $C_{cK_{\text{nivel2}}} = (0-2.69) \text{ m}$.

3.5.10.1.3. Cálculo de las excentricidades estáticas e_s y de diseño del edificio por nivel.

Excentricidad estática en dirección X.

$$e_{sY} = C_M - C_K$$

Donde:

C_M = centro de masa, (x, y)

C_K = centro de rigidez, (x, y)

Tabla 3.5-22. Excentricidad estática en dirección X.

b (m)	Nivel	e_{sY} (m)	e_1 (m)	e_2 (m)	V_i (Kg)	M_t (kg·m)
25.0	1	4.62	9.44	2.12	17,483.24	164,998
25.0	2	6.34	12.01	3.84	66,949.20	804,313

Excentricidad estática en dirección Y.

$$e_{sX} = C_M - C_k$$

Tabla 3.5-23. Excentricidad estática en dirección Y.

b (m)	Nivel	e_{sX} (m)	e_1 (m)	e_2 (m)	V_i (Kg)	M_t (kg·m)
16.4	1	4.25	8.01	2.62	17,483.24	140,088
16.4	2	2.31	5.10	0.67	66,949.20	341,363

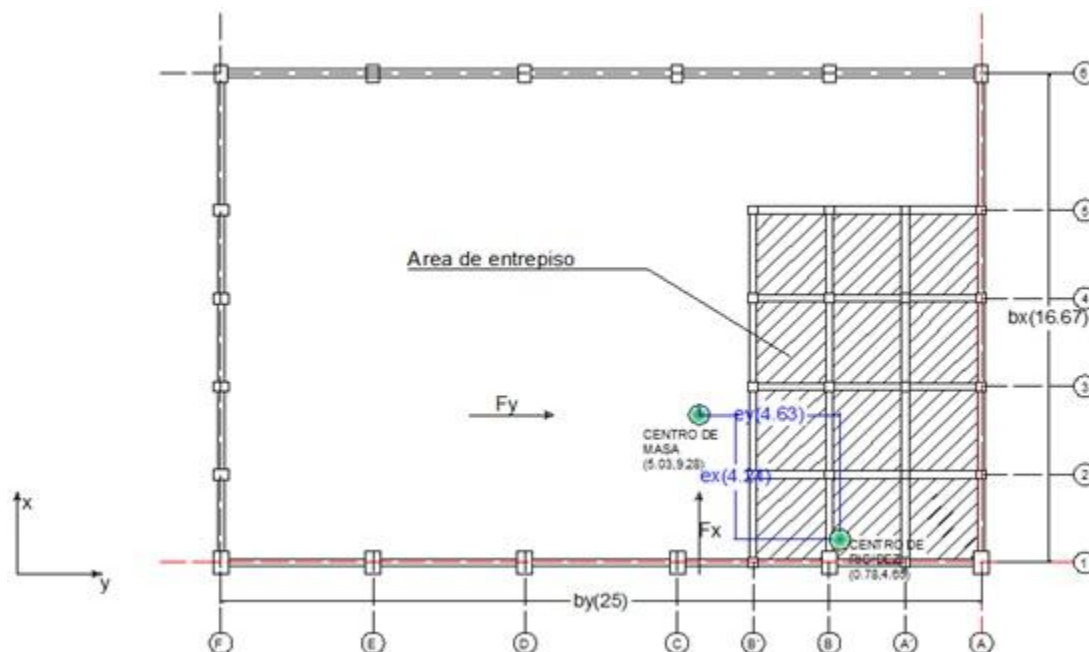


Figura 3.5.1. Centro de masas y centro de rigidez de la estructura.

3.5.11. Cálculo de los momentos de volteo y estabilizante.

El momento estabilizante será calculado de la siguiente manera:

$$M_{\text{estabilizante}} = (W_1 \cdot CM) + (W_2 \cdot CM) \quad \text{Ecuación 4.5.12}$$

El momento de volteo será calculado usando:

$$M_v = F_2 \cdot (H_1 - H_2) + F_1 \cdot H_2$$

Ecuación 4.5.13

W_1 = Peso total del primer nivel (kg).

W_2 = Peso total del segundo nivel (kg).

F_1 = Fuerza sísmica del primer nivel (kg).

F_2 = Fuerza sísmica del segundo nivel (kg)

H_1 = Altura total del edificio (m).

H_2 = Altura del primer piso (m).

CM= centro de masa del edificio en planta (m).

M_v = Momento de volcamiento (kg-m).

$M_{\text{estabilizante}}$ =Momento resistente al volteo (kg-m).

Tabla 3.5-24. Fuerza sísmicas de toda la estructura método estático.

	$W_{CM}(Kg)$	$W_{CVR}(Kg)$	$W_T(Kg)$	c	V_o
Nivel 2	20,784.2	5,000	25,784.18	0.44	79,347.2
Nivel 1	132,050	22,500	154,550.36		
Total			180,334.54		

	$W_T(Kg)$	$h(m)$	$w_i h_i(Kg \cdot m)$	$F_i X(Kg)$	$V_i X(Kg)$	$F_i Y(Kg)$	$V_i Y(Kg)$
Nivel 2	25,784	5.72	147,486	20,721		20,720.88	
					20,720.88		20,720.9
Nivel 1	154,550	2.70	417,286	58,626		58,626.32	
					79,347.20		79,347.2
Σ	180,335		564,771				

Tabla 3.5-25. Periodo aproximado de toda la estructura.

X_i	Y_i	$W_i X_i^2$	$F_i X_i$	$W_i Y_i^2$	$F_i Y_i$	T_x	T_y
0.909	0.505	21,283	18,826	6,578	10,466	0.24	0.39
0.574	1.550	50,873	33,636	371,307	90,871		
		72,156	52,461	377,885	101,337		

Tabla 3.5-26. Fuerza sísmica y cortantes reducidas.

	$W_T(Kg)$	$h(m)$	$w_i h_i(Kg \cdot m)$	$F_{iRed.}(Kg)$	$V_{iRed.}(Kg)$
Nivel 2	25,784	5.72	147,486	17,483.2	17,483.2
Nivel 1	154,550	2.70	417,286	49,466	66,949.2
Σ	180,335		564,771		

Tabla 3.5-27. Revisión del momento de volteo.

$M_{VOLCAM.}$ (Kg·m)	$M_{ESTAB.TRANS.}$ (Kg·m)	$M_{ESTAB. LONG.}$ (Kg·m)
186,357.47	504,367.27	1,620,735.82

3.5.11.1. Cálculo del factor de seguridad al volteo.

El factor de seguridad a volteo se obtiene dividiendo el momento estabilizante entre el momento de volteo. Para que el edificio se considere que no voltea, el factor de seguridad debe ser igual o mayor que 2 para edificios emplazados en suelos cohesivos y 1.5 para suelos granulares.

Dirección transversal.

$$M_{estab-trans}/M_{volcamiento} > 2 = 2.71 \text{ por lo tanto Cumple.}$$

Dirección longitudinal.

$$M_{estab-long}/M_{volcamiento} > 2 = 8.70 \text{ por lo tanto Cumple.}$$

3.5.12. Efectos bidireccionales.

Los efectos de ambos componentes horizontales del movimiento del terreno se combinarán tomando, en cada dirección en que se analice la estructura, el 100 por ciento de los efectos del componente que obra en esa dirección y el 30 por ciento de los efectos del que obra perpendicularmente a ella, con los signos que resulten más desfavorables para cada concepto.

Se determinaron las siguientes combinaciones para usar en el diseño de la estructura que produzca los esfuerzos más críticos.

Combinaciones por método de resistencia última.	Combinaciones por método elásticos o esfuerzos permisibles
$CU1=1.4CM$ $CU2=1.2CM+1.6CV$ $CU3=1.2CM+1.6VIENTOX+CV$ $CU4=1.2CM-1.6VIENTOX+CV$ $CU5=1.2CM+1.6VIENTOY+CV$	$CE1=CM+CV$ $CE2=CM+0.7SX+0.21SY$ $CE3=CM-0.7SX-0.21SY$ $CE4=CM+0.21SX+0.7SY$ $CE5=CM-0.21SX-0.7SY$

CU6=1.2CM-1.6VIENTOY+CV	CE6=0.6CM+VIENTOX
CU7=1.2CM+CV+SX+0.3SY	CE7=0.6CM-VIENTOX
CU8=1.2CM+CV-SX-0.3SY	CE8=0.6CM+VIENTOY
CU9=1.2CM+CV+0.3SX+SY	CE9=0.6CM-VIENTOY
CU10=1.2CM+CV-0.3SX-SY	CE10=0.6CM+0.7SX+0.21SY
CU11=0.9CM+1.6VIENTOX	CE11=0.6CM-0.7SX-0.21SY
CU12=0.9CM-1.6VIENTOX	CE12=0.6CM+0.21SX+0.7SY
CU13=0.9CM+1.6VIENTOY	CE13=0.6CM-0.21SX-0.7SY
CU14=0.9CM-1.6VIENTOY	
CU15=0.9CM+SX+0.3SY	
CU16=0.9CM-SX-0.3SY	
CU17=0.9CM+0.3SX+SY	
CU18=0.9CM-0.3SX-SY	

3.5.13. Desplazamientos laterales. (Art. 34 RNC-07).

Cuando para el análisis sísmico se use el método estático, será necesario calcular los desplazamientos de la estructura en el estado límite de servicio y de colapso de acuerdo con el siguiente criterio:

3.5.13.1. Estado límite de servicio

Si para el análisis se ha usado el método estático tomando en cuenta el efecto del periodo estructural, tal como se prevé en el artículo 32 del RNC-07 inciso b), los desplazamientos serán los que resulten del análisis estructural ante fuerzas reducidas multiplicadas por el factor $Q'\Omega/2.5$. El valor de Q' se calculará para el periodo fundamental de la estructura.

Se tomarán las distorsiones máximas permitidas para cada sistema estructural del RNC-07 artículo 34, tabla 4.

3.5.13.2. Cálculo de desplazamientos en el estado límite de colapso

Los desplazamientos en este caso serán los que resulten del análisis estructural ante fuerzas reducidas multiplicado por el factor $Q\Omega$.

3.5.13.3. Revisión de desplazamientos laterales.

Cuando la estructura se analice por el método estático, se revisará que su rigidez lateral sea suficiente para cumplir con las dos condiciones siguientes:

Para la revisión de los desplazamientos en condiciones de servicio en nuestro caso será de 0.004 según como lo indica el inciso c del artículo 34 del RNC-07, debido a que los muros de mampostería conformados de piezas huecas tienen un mínimo aporte a los elementos capaces de soportar deformaciones apreciables, además el diseño abarca solo a los elementos principales.

Para seguridad contra colapso, no excederán las distorsiones de entrepiso iguales a 0.015 para marcos de concreto con ductilidad limitada ($Q=2$) establecidas en la Tabla 4 del RNC-07.

Distorsiones en condición de servicio y colapso.

Tabla 3.5-28.

Desplazamientos con efectos de torsión y periodo de la estructura en condiciones de servicio en x.						
$Q'=1.6$		$\Omega = 2$		$CU8=1.2CM+1.2CV-S_x-0.3S_y$		
EJE	nivel	h_i	δ_x (cm)	δ_{xT}	Δ_{xT}	Revisión x
B	2	3.02m	0.8	1.02	0.002	Cumple($\Delta_{xT}<0.004$)
	1	2.70m	0.33	0.42	0.002	Cumple
D	1	5.72	1.10	1.41	0.002	Cumple

Tabla 3.5-29.

Desplazamientos con efectos de torsión y periodo de la estructura en condiciones de servicio en y.						
$Q'=1.6$		$\Omega = 2$		$CU10=1.2CM+1.2CV-S_y-0.3S_x$		
EJE	nivel	h_i	δ_y (cm)	δ_{yT}	Δ_{yT}	Revisión Y
1	2	3.02m	0.98	1.25	0.002	Cumple
	1	2.70m	0.30	0.38	0.001	Cumple
2	1	5.72m	1.024	0.312	0.002	Cumple

Tabla 3.5-30.

Desplazamientos con efectos de torsión y periodo de la estructura en condiciones de colapso en x.						
$Q' = 1.6$			$\Omega = 2$		$CU8 = 1.2CM + 1.2CV - Sx - 0.3Sy$	
EJE	nivel	h_i	δ_x (cm)	δ_{xT}	Δ_{xT}	Revisión x
B	2	3.02m	0.8	2.56	0.005	Cumple
	1	2.70m	0.33	1.06	0.004	Cumple
D	1	5.72m	1.10	3.52	0.0062	Cumple

Tabla 3.5-31.

Desplazamientos con efectos de torsión y periodo de la estructura en condiciones de colapso en y.						
$Q' = 1.6$			$\Omega = 2$		$CU10 = 1.2CM + 1.2CV - Sy - 0.3Sx$	
EJE	nivel	h_i	δ_y (cm)	δ_{yT}	Δ_{yT}	Revisión Y
1	2	3.02m	0.98	3.14	0.0072	Cumple
	1	2.70m	0.3	0.96	0.004	Cumple
2	1	5.72m	1.024	3.30	0.006	Cumple

En nuestro caso el desplazamiento lateral en condición de servicio de cada eje no excede al permisible de 0.004 por tanto se cumple con lo establecido por el RNC-07 ($\Delta_{xT} < 0.004$).

Para las revisiones de los desplazamientos en condiciones de colapso cumple ya que ($\Delta_{xT} < 0.015$)

CAPITULO IV.
DISEÑO Y REVISION DE ELEMENTOS
ESTRUCTURALES DEL AUDITORIO RUACS.

4. Diseño y revisión de elementos estructurales del auditorio RUACS.

Para obtener las fuerzas axiales, cortantes y momentos flexionantes de diseño se realizó la incorporación de cargas gravitacionales (muertas, vivas) y cargas accidentales como son viento y sismo obtenida en el análisis estructural, que posteriormente se introdujeron en el modelo del edificio idealizado en el software SAP 2000.

En el SAP 2000, solamente se han modelado los elementos principales, en el siguiente capítulo se encuentran también las revisiones de los elementos secundarios que integran la estructura.

En todos los casos de diseño se presentan las propiedades de los materiales y las constantes de cálculo (f_y , f'_c , etc.), se hace mención del elemento en estudio, en el caso de elementos en los que su diseño es iterativa en el capítulo tres del presente trabajo se presentan las pautas a seguir.

Para el diseño de los elementos principales puesto que en tal programa se modelaron las condiciones de carga se toman las respuestas máximas o críticas, además se presentan en algunos casos de forma esquemática los elementos en estudio para una llevar una mejor secuencia e interpretación

4.1. Sistema de techo para el auditorio RUACS.

Conociendo los elementos que integran un sistema de techo y armonizándolos con algunos parámetros arquitectónicos y estructurales, se presenta la respuesta al sistema de techo del auditorio para el Recinto Universitario Augusto C. Sandino **figura 4.1.1**. En lo consiguiente se despliegan los elementos que lo conforman y los requisitos para obtener un diseño final.

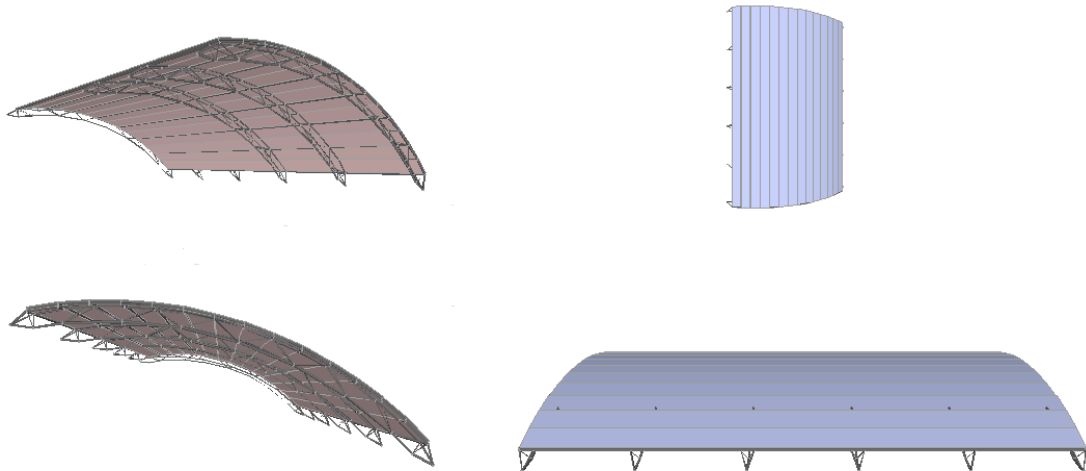


Figura 4.1.1. Sistema de techo utilizado para el auditorio RUACS.

4.1.1. Tensor de techo.

Los tensores son miembros en tensión utilizados para proporcionar soporte intermedio adicional a los clavadores en forma perpendicular a su eje débil, estos comúnmente son varillas de acero, aunque algunos optan por usar platinas; los perfiles de acero utilizados principalmente en estructuras de ingeniería civil son amplios. Por lo general los tensores colocados en los puntos medios de los clavadores son satisfactorios para cargas ligeras de techos y claros moderados de cerchas. Para claros mayores y/o cargas pesadas, los tensores se colocan a cada tercio del clavador.

4.1.2. Diseño de los tensores de techo.

El área requerida para una barra de acero puede calcularse mediante (Resistencia de diseño, T_{dr} , para una barra en tensión uniforme pág. 364 estructuras de acero: comportamiento y LRFD. S. Vinnakota):

$$T_{dr} = 0.75 \cdot 0.75 \cdot f_u \cdot A_R \geq T_u$$

Dónde:

T_{dr} = resistencia de diseño de una barra uniforme en tensión, kg.

A_R = área requerida para una barra de acero, cm^2 .

f_u = esfuerzo ultimo mínimo especificado de tensión del tipo de acero que se está usando, 4922.88 kg/cm^2 .

T_u = carga de tensión factorizada, kg.

Datos:

Tipo de acero A40, ya que es una barra de refuerzo común en la construcción.

\emptyset Mínimo tensores= $1/2 \text{ pulg} = 1.27 \text{ cm} = A_R = \pi \emptyset^2 / 4 = 1.27 \text{ cm}^2$

Angulo θ crítico del techo $= 47^\circ$

Espaciamiento de las cerchas $= 5 \text{ m}$

Espaciamiento de los tensores $= 5/3 = 1.67 \text{ m}$

Cargas

Área tributaria de la superficie $= 1.50 \text{ m}^2$

Del techo por línea de tensor

Cubierta de techo clavadores (Lamina troquelada) $= 6.00 \text{ kg/cm}^2$

Peso clavadores $= 13.12 \text{ Kg/cm}^2$

Carga muerta $= (6 + 13.12)(1.51) = 28.73 \text{ kg}$

Carga de viento por unidad de área $= 5.16 \text{ kg/m}^2$

Carga de viento $= (5.16)(1.50) = 7.76 \text{ kg}$

La combinación que controla la carga muerta y de viento según el RNC-07 es

$C_{u2} = 1.2C_M + 1.6P_s$

$C_{u2} = (1.2)(28.73) + (1.6)(7.76) = 56.24 \text{ kg}$

Carga vertical factorizada para tensor (imagen)

$T_u = 56.24 \text{ kg}$

$T_{uy} = T_u \text{ sene}$

$T_{uy} = 38.50 \text{ Kg}$

$T_{ux} = T_u \text{ cose}$

$T_{ux} = 31.75 \text{ Kg}$

$T_{umax} = 38.50 \text{ Kg}$

Resistencia de diseño, T_{dR} :

$$\phi T_{dR} = (0.75)(0.75)(4922.88)(1.27) = 46.55 \text{ Kg} \quad \text{"OK } \phi T_{dR} > T_u \text{"}$$

El diámetro del tensor propuesto es apto ya que la resistencia de diseño es mayor que la carga última, usar tensores en los tercios de los clavadores.

4.1.3. Clavadores de techo (Sección C5.2.2 AISI).

Para evitar flexión en las cuerdas superiores de las cerchas de techo, es teóricamente conveniente colocar los clavadores solo en los nudos. Sin embargo, en cerchas grandes es más económico espaciarlos a intervalos más cortos, para que el tamaño de los clavadores no sea demasiado grande y no se vuelvan imprácticos. Comúnmente un diseño preliminar para su sección en un orden de 1/24 veces la relación de peralte a claro.

El ancho tributario para los clavadores del auditorio es de 90 cm, los clavadores tienen un claro de 5m y el ángulo crítico de techo descrito por la cerchas circulares es de 47° .

Debido a que las secciones en canal son débiles respecto a sus ejes coincidentes con el alma, se diseñaran en cajón y se usaran tensores para reducir los claros en flexión alrededor de los ejes.

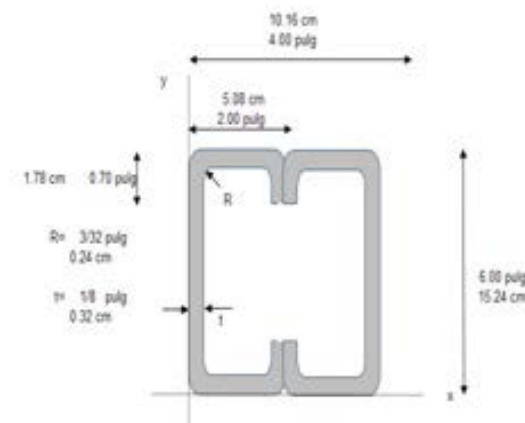


Figura 4.1.2. Vista transversal de clavadador para el sistema de techo.

El cálculo de las cargas es el siguiente:

Cargas

Cubierta de techo clavadores	=6 kg/m ²
Cielo falso PVC	=10.29 kg/m ²
Carga adicional para accesorios	=10 kg/m ²
Total carga muerta	=(26.29)(0.9)=23.661 kg/m

Carga viva art 11 inciso a) RNC-07

Carga concentrada	=100 kg
Carga distribuida	=10 kg/m ²
Carga distribuida	=(10)(0.9) =9 kg/m
Carga de viento por unidad de área	=5.15 kg/m
Carga de viento	=(5.15)(0.90)=4.64 kg/m

La combinación que controla la carga muerta y de viento según el RNC-07 es

$$C_{u2} = 1.2 (CM) + 1.6 (P_s + CV)$$

Componentes de la carga factorizada que actúan en los ejes de los clavadores

$$C_{u2x} = \{[(1.2)(23.661) + (1.6)(9))\cos 43^\circ\} + [(1.6)(5.15)] + (1.6(\frac{100}{0.95}))\cos 43^\circ = 169 \text{ kg/m}$$

$$C_{u2y} = \{[(1.6)(23.661) + (1.6)(9))\sin 43^\circ\} + [(1.6)(30)\sin 43^\circ] + (1.6(\frac{100}{0.95}))\sin 43^\circ = 157 \text{ kg/m}$$

La implementación de tensores hace continuos a los clavadores en la dirección de sus ejes y los momentos respecto a sus ejes se reducen. En la situación más crítica se supone que los clavadores están simplemente apoyados y no usando tensores, el momento máximo respecto al eje del alma de un clavador se puede obtener con la ecuación $wL^2/8$. Cuando se colocan tensores a la mitad del claro, este momento se reduce a $wL^2/32$ y cuando se colocan en los tercios del claro el momento vale $wL^2/90$.

Momentos máximos en el clavador (se usan tensores en los tercios del claro)

$$M_{ux} = WL_y^2/8 = 527.31 \text{ Kg.m}$$

$$M_{uy} = WL_x^2/90 = 44 \text{ Kg.m}$$

4.1.4. Diseño de clavadores

En el caso de secciones plegadas el código de diseño es AISI, bajo condiciones de flexión biaxial.

$$\frac{P}{\phi_c P_n} + \frac{M_{ux}}{\phi_c M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_c M_{ny}} \leq 1$$

P = Resistencia axial requerida.

M_{ux}, M_{uy} = Resistencias flexionales requeridas, kg.m.

P_n = Resistencia axial nominal.

M_{nx}, M_{ny} = Resistencias nominales a la flexión, kg.m.

$$M_{nxt}, M_{nyt} = S_{ft} \cdot f_y$$

S_{ft} = Módulo resistente de la sección total para la fibra fraccionada extrema respecto al eje correspondiente, cm³.

f_y = límite de fluencia utilizado para el diseño, 2,320.79 Kg/cm².

f_u = esfuerzo ultimo mínimo especificado de tensión del tipo de acero que se está usando, 4922.88 kg/cm².

E = Módulo de elasticidad longitudinal del acero, 2.07.10⁶ kg/cm².

G = Modulo de elasticidad transversal del acero, 7.95. 10⁶ kg/cm².

$$\phi_t = 0.90$$

Tabla 4.1-1. Parámetros y propiedades para la sección de clavadores.

Parámetros auxiliares de la sección.(ver anexo A)				
r= 0.40 cm	u=0.62 cm	a=14.13 cm	a´=14.92 cm	b=3.97 cm
b´=4.92 cm	c=1.22 cm	c´=1.62 cm		
Propiedades de la sección completa				
A=17.15cm ²	I _x =418.03cm ⁴	r _x =4.94cm	I _y =437.5cm ⁴	r _y =5.05cm
S _x =54.86cm ³	S _y =86.12cm ³	r _o =7.06cm	J=0.58cm ⁴	C _w =2991.98cm ⁶
x=2.02cm	m=2.7cm	x _o =4.57cm	k _x = k _y =k _t 1	L _x = L _y = L _t =5m

A = Superficie de la sección transversal del miembro, cm^2 .

I_x, I_y = Momento de inercia de la sección respecto al eje principal, cm^4 .

r_x, r_y = Radio de giro de la sección transversal respecto al eje baricéntrico principal, cm .

S_x, S_y = Módulo resistente elástico de la sección efectiva calculado con la fibra extrema comprimida o traccionada a F_y , cm^3

r_o = Radio de giro polar de la totalidad de la sección transversal respecto al centro de corte, cm .

J = Constante de torsión de St. Venant, cm^4 .

C_w = Constante de alabeo torsional de la sección transversal, cm^6

x = Centro de gravedad.

m =Distancia.

x_o = Distancia entre el centro de corte y el baricentro medida sobre el eje principal x , cm .

k_x, k_y = Factor de longitud efectiva para pandeo alrededor del eje

L_x, L_y = Longitud total.

a) Propiedades de la sección completa:

Factor de longitud efectiva para pandeo alrededor del eje x .

$$K_x I_x / r_x = 101.27 \quad \text{Ok (Max } kl/r < 200)$$

Factor de longitud efectiva para pandeo alrededor del eje y .

$$K_y I_y / r_y = 33.00 \quad \text{Ok (Max } kl/r < 200)$$

Tensión nominal de pandeo elástico F_e .

$$\sigma_{ey} = F_{ey} = \frac{\pi^2 E}{(K_x L_x / r_x)^2} = 1,996.61 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ex} = F_{ex} = \frac{\pi^2 E}{(K_y L_y / r_y)^2} = 18,806.80 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta = 1 - (L_t / r_o)^2 = 0.58$$

$$\sigma_t = \frac{1}{A r_o^2} \left[GJ + \frac{\pi^2 E C_w}{(K_t L_t)^2} \right] = 2,864,883.62 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{Te} = \frac{1}{2\beta} \left[(\sigma_{ex} + \sigma_t) - \sqrt{(\sigma_{ex} + \sigma_t)^2 - 4\beta\sigma_{ex}\sigma_t} \right] = 18,755.10 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_e = \text{Min} (F_{ey}, F_{ex}, F_{Te})$$

$$F_e = 1,996.61 \text{ kg/cm}^2$$

Factor de esbeltez

$$\lambda_c = \sqrt{f_y / F_e} = 1.08$$

Tensión nominal de pandeo F_n , para relación de esbeltez menor a 1.5 se tomara igual a:

$$F_n = 0.658^{\lambda_c^2} \cdot f_y$$

Entonces:

$$F_n = 1,426.75 \text{ kg/cm}^2$$

b) Verificación pandeo local del ala.

Se evalúa el siguiente parámetro.

$$S = 1.28 \sqrt{E / F_n} = (1.28) \left(\sqrt{\frac{2.07 \cdot 10^6}{1,426.75}} \right) = 48.81$$

$$S/3 = 16.27$$

$$b / t = 12.50$$

Momento de inercia adecuado de un rigidizador, de manera que el elemento se comporte como un elemento rigidizado se toma el mínimo de:

$$I_a = 399t^4 \left[\left(\frac{b}{t} \right) / S - 0.328 \right]^3 = 0.35 \text{ cm}^4$$

$$I_a = t^4 \left[115 \left(\frac{b}{t} \right) / S + 5 \right]^3 = 0.96 \text{ cm}^4$$

$$I_{amin} = 0.35 \text{ cm}^4$$

Inercia real de la pestaña con respecto a un eje paralelo al ala que pasa por su centro de gravedad es:

$$I_s = \frac{1}{12} d^3 t = 0.05 \text{ cm}^4$$

$$R_I = I_s / I_a = 0.14$$

OK ($R_I < 1$)

$$D/b = 1.78/3.97 = 0.45$$

OK ($0.25 < 0.45 < 0.8$)

La relación de profundidad total de labio rigidizador y ancho de ala (D/b) cae en el intervalo definido por la especificación, ya que las medidas de las secciones son estándares.

$$n = 0.582 - (b/t)/4S = (3.97/0.32)/(4(48.81)) = 0.52$$

El parámetro n , no deberá ser mayor que $1/3$. Entonces:

$$n = 0.33$$

Factor de longitud efectiva

$$K = \left[4.82 - \frac{5D}{b} \right] (R_I)^n + 0.43 = 1.77$$

OK ($K < 4$)

Factor de esbeltez

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{K}} \left(\frac{b}{t} \right) \sqrt{\left(\frac{F_n}{E} \right)} = 0.26$$

NO HAY PANDEO LOCAL ($\lambda < 0.673$)

De haber pandeo local habría que reducir los anchos efectivos en este caso:

$$b = 3.97 \text{ cm}$$

c) Verificación pandeo local de la pestaña.

$$c/t = 3.85$$

Tomando en cuenta:

$$K = 0.43$$

$$\mu = 0.3$$

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{K}} \left(\frac{b}{t} \right) \sqrt{\left(\frac{F_n}{E} \right)} = 0.16$$

NO HAY PANDEO LOCAL ($\lambda < 0.673$)

d) Verificación pandeo local del alma.

$$a / t = 44.50$$

Para placas en esfuerzo de compresión se toma:

$$K=4$$

$$\mu=0.3$$

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{K}} \left(\frac{c}{t} \right) \sqrt{\left(\frac{F_n}{E} \right)} = 0.61$$

NO HAY PANDEO LOCAL ($\lambda < 0.673$)

Con la implementación del teorema de los ejes paralelos se calcula la coordenada del centro de gravedad:

$$Y_{cg} = 7.62 \text{ cm}$$

$$X_{cg} = 5.08 \text{ cm}$$

Calculo de las tensiones:

$$F_1 = f_y \left(\frac{\left(\frac{t}{2} \right) - \left(\frac{D}{2} \right) - r}{Y_{cg}} \right) = 2,151.56 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_2 = f_y \left(\frac{\left(\frac{t}{2} \right) - \left(\frac{D}{2} \right) - r - c}{Y_{cg}} \right) = 1,779.27 \text{ kg/cm}^2$$

Parámetro:

$$\psi = F_2 / F_1 = 0.83$$

$$K = 4 + 2(1 + \psi)^3 + 2(1 + \psi) = 19.85$$

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{K}} \left(\frac{a}{t} \right) \sqrt{\left(\frac{F_n}{E} \right)} = 0.34$$

NO HAY PANDEO LOCAL ($\lambda < 0.673$)

$$a / b = 3.56$$

$$b_e = a = 14.13 \text{ cm}$$

Calculo de los anchos efectivos Para $\psi > 0.236$

$$b_1 = \frac{a}{3 + \psi} = 3.69 \text{ cm}$$

$$b_2 = a/2 = 7.06 \text{ cm}$$

$$b_1 + b_2 = 10.76 \text{ cm como } b_1 + b_2 < a/2$$

ENTONCES LA SECCIÓN ES COMPLETAMENTE EFECTIVA

Módulo resistente elástico de la sección efectiva calculado con la fibra extrema comprimida o traccionada a f_y :

$$S_{ex} = I_x / y = 418.03 / 7.62 = 54.86 \text{ cm}^3$$

$$S_{ey} = I_y / x = 437.50 / 5.08 = 86.12 \text{ cm}^3$$

Resistencias nominales a la flexión respecto a los ejes baricéntricos:

$$M_{nx} = S_{ex} \cdot f_y = (54.86)(2,320.79) = 1,273.16 \text{ kg.m}$$

$$M_{ny} = S_{ey} \cdot f_y = (86.12)(2,320.79) = 1,998.73 \text{ kg.m}$$

e) Momento máximo basado en factores de carga (Esfuerzos combinados).

$$\phi M_{nx} = 1,145.84 \text{ kg.m}$$

$$\phi M_{ny} = 1,798.85 \text{ kg.m}$$

$$\frac{M_{ux}}{\phi M_{ux}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{uy}} \leq 1 = 0.45$$

SECCIÓN ADECUADA

f) Control de la deflexión.

Para carga uniformemente distribuida.

$$\delta_w = 5wL^4 / 384 EI = 5 \cdot 1.58 \cdot 500^4 / 384 \cdot 2.07 \cdot 10^6 \cdot 437.50 = 1.42 \text{ cm}$$

Para carga concentrada

$$\delta_p = PL^3 / 48 EI = 100 \cdot 500^3 / 48 \cdot 2.07 \cdot 10^6 \cdot 437.50 = 0.30 \text{ cm}$$

$$\sum \delta = 1.72 \text{ cm}$$

g) Deflexión permitida

$$L = 5 \text{ m}$$

$$\delta_{per} = (L / 240) + 0.5 = 2.58 \text{ cm} \quad \text{SECCIÓN APTA} \quad (\delta_{per} > \sum \delta)$$

Clavadores: dos secciones canales plegadas, armadas en cajón con dimensiones 2" x 6" x 1/8" @ 0.90m.

h) Soldadura para los empates de las secciones

Ahora bien, la especificación AISI, en su sección D secciones armadas, proporciona la máxima separación longitudinal, S_{max} , de las soldaduras u otros conectores que unen dos perfiles C:

Para miembros flexados:

$$S_{max}=L/6$$

L= claro de la sección= 5m

$$S_{max}= 5 / 6 = 83 \text{ cm}$$

Usar soldadura electrodos E60 1/8" a una distancia máxima de 83 cm con cordones al rendimiento del electrodo.

4.1.5. Cerchas espaciales.

Las cerchas espaciales son un sistema estructural que involucra tres dimensiones teniendo como ventajas bajo peso, fácil labor de montaje y libertad de diseño. En la actualidad se ve con mucha frecuencia la aplicación de cerchas espaciales en Esto está en contraste con una 'estructura plana', como puede ser barras en el plano, que no involucra más de dos dimensiones. En el caso de estructuras espaciales, la combinación de la configuración, fuerzas externas, fuerzas internas y desplazamientos de la estructura se extiende más allá de un simple plano.

La aplicación de cerchas espaciales es amplia la encontramos en polideportivos, centros comerciales y culturales, estadios de fútbol, bodegas, aeropuertos, etc., pudiendo incluso adoptar formas originales y diversas. Este tipo de estructuras permite una gran versatilidad de soluciones estructurales para la construcción de cubiertas, como podemos observar en la (figura 4.1.3) la diversidad de formas que pueden adoptar este tipo de cubiertas, la estética que proporcionan y el bajo peso de estas estructuras.



Figura 4.1.3. Aplicación de cerchas espaciales.

4.1.5.1. Unión utilizada en coberturas espaciales tubulares.

Tradicionalmente las uniones se consideran o articuladas o totalmente rígidas. La rigidez aportada por el sistema de unión influye decisivamente en el comportamiento de las estructuras tubulares, para nuestro caso la unión soldada es la que será empleada en la estructura tubular de las cerchas del auditorio.

4.1.5.2. Diseño de cerchas.

La concepción arquitectónica del auditorio produce cerchas tridimensionales en forma de arco con sección variable, el peralte de los arcos; adoptado para satisfacer requerimientos estructurales y funcionales. Para obtener un diseño preliminar del peralte se utiliza una relación de 1/25 de la luz de arco.

En todos los casos, o mejor dicho las características de los materiales son:

Tipo de acero:

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero, 2,320.79Kg/ cm².

f_u = Esfuerzo ultimo del acero,3,164.71 kg/cm²

Con la siguiente propiedad mecánica:

E= Modulo elástico longitudinal del acero, 2.07·10⁶ kg/cm².

4.1.5.3. Diseño de Elementos sometidos a compresión.

La norma AISI (sección 7.5.2), proporciona condiciones de diseño cuando un tubo cerrado cilíndrico está en compresión en la dirección de su eje axial, pasando a través del centroide de la sección, la especificación determina el esfuerzo axial nominal del tubo cerrado cilíndrico:

La relación ϕ/t no debe ser mayor que:

ϕ = diámetro del tubo.

t = espesor de la sección.

$$\phi/t < 0.441 E / f_y$$

Un elemento sometido a una carga última $P_u = 2,728 \text{ Kg}$ ($CU3 = 1.2 \text{ CM} + 1.6 \text{ VIENTOX} + \text{CV}$, en cerca del eje D), en este caso con un diámetro de 2.5" ($\phi = 6.35 \text{ cm}$) un espesor de 1/8" ($t = 0.32 \text{ cm}$) y una longitud de 90 cm, se tiene las siguientes revisiones:

$$\phi/t_{lim} = (0.441)(2.07 \cdot 10^6) / 2,320.79 = 394.23$$

$$\phi/t = 20 \text{ como } \phi/t_{lim} > \phi/t \text{ OK}$$

A continuación se calculan las propiedades de la sección completa, área y radio de giro:

$$A = (\pi \phi^2 - (\phi - 2t)^2) / 4 = 6.02 \text{ cm}^2$$

$$r = \sqrt{\phi^2 + (\phi - 2t)^2} / 4 = 2.14 \text{ cm}$$

Se determina el esfuerzo axial nominal F_n :

Relación de esbeltez para miembros en compresión debe ser menor de 200, y no mayor que 300 para miembros sometidos a tensión.

$$KL/r = 42.14$$

$$(\text{Max } kl/r < 200)$$

Calculo de la tensión nominal de pandeo elástico F_e

$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{(KL/r)^2} = 11,531 \text{ kg/cm}^2$$

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{f_y}{F_e}} = \sqrt{\frac{2,320.79}{11,531}} = 0.45$$

Para factores de esbeltez menores a 1.5 el esfuerzo axial nominal F_n :

$$F_n = 0.658^{\lambda_c^2} \cdot f_y$$

Para factores de esbeltez mayores a 1.5 el esfuerzo axial nominal F_n :

$$F_n = \frac{0.877}{\lambda_c^2} \cdot f_y$$

Entonces:

$$F_n = (0.658^{0.45^2})(2,320.79) = 2,133.3 \text{ kg/cm}^2$$

Coeficiente:

$$R = f_y / (2F_e) = 0.10$$

OK ($R < 1$)

Calculo del área reducida por pandeo local:

$$A_o = \left[\frac{0.037}{(\phi \cdot f_y)(t \cdot E)} + 0.677 \right] A = \left[\frac{0.037}{(6.35)(2320.79)(0.32)(2.07 \cdot 10^6)} + 0.677 \right] 6.02 = 4.01 \text{ cm}^2$$

Como el Área reducida por pandeo local es mayor que el área de la sección entonces:

$$A_e = A_o + R \cdot (A - A_o) = 4.86 + [0.10 (7.82 - 4.86)] = 4.2 \text{ cm}^2$$

El esfuerzo de compresión axial nominal del miembro P_n en Kg:

$$P_n = F_n \cdot A_e$$

$$P_n = (2,133.3)(6.02) = 8,991.99 \text{ Kg}$$

Para el diseño de carga axial del miembro, por el método LRFD es determinada por:

$$P_u \leq \phi P_n$$

$$\phi = 0.85$$

Entonces:

$$\phi P_n = 7,643.19 \text{ kg}$$

Como la resistencia de diseño es mayor que la carga actuante la sección es satisfactoria.

4.1.5.4. Elementos sometidos a tensión.

El esfuerzo de tensión axial nominal T_n Kg, del miembro es la menor de.

1) Fluencia en el área de la sección.

$$T_n = f_y \cdot A$$

2) Fractura en el área efectiva de la sección.

$$T_n = f_u \cdot A_e$$

El esfuerzo límite de carga axial para el método LRFD es determinada por:

$$T_u \leq \phi T_{nmin}$$

$$\phi = 0.95$$

Para los elementos sometidos a tensión las pautas son similares a los miembros sometidos en compresión, en la siguiente tabla se presenta el resumen de los elementos que conforman las cerchas tomando las cargas más críticas de los resultados de SAP 2000.

Tabla 4.1-2. Tabla de resumen para elementos de la cercha.

	Cordón inferior	Cordón superior	Cordón inferior	Diagonal	Diagonal
	Combo 3= 1.2CM+ 1.6VIENTOX + CV				
	Eje B	Nodo eje 6		Eje D	
		Eje B	Eje D		
P_u (kg)	3,306.22	3,697.2	1,860.26	491.14	-
T_u (kg)	-	-	-	-	624
ϕ (cm)	3" = 7.62	3" = 7.62	2.5" = 6.35	1.5" = 3.81	1.5" = 3.81cm
t (cm)	1/8" = 0.32	1/8" = 0.32	1/8" = 0.32	1/8" = 0.32	1/8" = 0.32
Long (cm)	170	90.92	97.6	110	68
ϕ/t_{lim}	394.23	394.23	394.23	394.23	394.23
ϕ/t	24	24	20	12	12

$A \text{ (cm}^2\text{)}$	7.28	7.28	6.02	3.48	3.48
$r \text{ (cm)}$	2.58	2.58	2.14	1.24	1.24
Kl/r	65.78 OK	35.18 OK	45.7 OK	88.72 OK	55 OK
$F_e \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	4732	5266	3,121.1	2601.5	6807.41
λ_c	0.70	0.66	0.8	0.94	0.58
$F_n \text{ kg/cm}^2$	1890.1	1930	1700	1598	2012.2
R	0.25 OK	0.22 OK	0.37 OK	0.45 OK	0.17 OK
$A_o \text{ (cm}^2\text{)}$	4.86	4.86	4.01	2.32	11.93
$A_o \text{ (cm}^2\text{)}$	4.86	486	4.01	2.32	3.48
$A_e \text{ (cm}^2\text{)}$	5.45	5.39	4.76	2.84	3.48
$P_n \text{ (kg)}$	10307	10407.37	8,090	4538.85	-
$\phi P_n \text{ (kg)}$	8761 OK	8846.27 OK	6876.2 OK	3858.02 OK	-
$\phi T_n \text{ (kg)}$	-	-	-	-	8084.72 OK
$\phi T_n \text{ (kg)}$	-	-	-	-	7980.48 OK

4.1.6. Dispositivos de apoyo para las cerchas.

Para lograr el enlace entre los elementos metálicos de la cubierta y los de concreto reforzado se diseñará una unión mecánica tipo apoyo articulado que garantice el enlace (**figura 4.1.4**). Estos se dispondrán en los extremos de las cerchas, transmitiendo sus componentes con una inclinación de 45° con respecto a la horizontal, se propusieron de esta manera para evitar posibles desplazamientos generados por las cargas actuantes en las cerchas y darle una continuación a la geometría de los arcos.

La unión articulada se materializa mediante una pareja de pasadores que conectan el nodo extremo de cada cercha a través de las bielas y estas a su vez a la placa de anclaje, permitiendo el giro de flexión según el eje del pasador. Los datos que precisan para su diseño serán los siguientes:

a) Acciones que solicitan la unión.

Básicamente son las reacciones horizontal y vertical generadas ante las cargas impuestas.

b) Resistencia a compresión del material sustentante.

En este caso las columnas serán de concreto reforzado con una resistencia a la compresión de 210kg/cm^2 .

c) Material de la placa.

Armada de acero A36, en el caso de la placa inferior anclada al material sustentante con cuatro anclajes como mínimo.

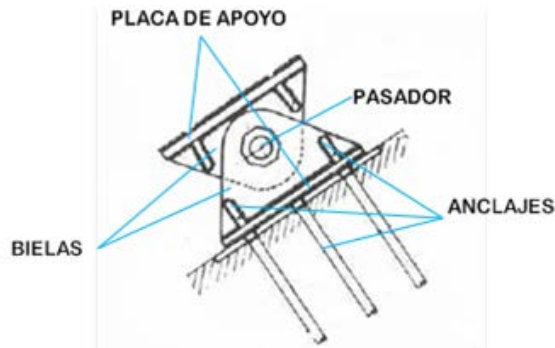


Figura 4.1.4. Dispositivo para lograr un enlace óptimo entre la cercha metálica y la estructura de concreto reforzado.

4.1.6.1. Placa base de apoyo.

Para transferir las cargas de las cerchas y tener una zona de contacto en el material sustentante se dispondrá una placa base en los apoyos, básicamente estos elementos tienen por objeto repartir los nodos extremos de las cerchas en un área suficiente de apoyo sobre el concreto para prevenir el aplastamiento del mismo. Así mismo sirve para anclar los apoyos mediante dispositivos de anclaje. En este caso se recomiendan agujeros de ranura larga (LSL) para tener presente tolerancias ante procesos constructivos. La especificación AISC permite tomar la resistencia de aplastamiento de diseño, $\phi_c P_p$, para el estado límite del concreto, mostrado a continuación:

a) En el área total de apoyo de concreto:

$$P_p = 0.85 f'_c \cdot A_1$$

b) En un área menor a la total del apoyo de concreto:

$$P_p = 0.85 f'_c \cdot A_1 \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 1.7 f'_c \cdot A_1$$

Dónde:

$$\phi_c = 0.60$$

A_1 = Área de apoyo concéntrico de acero en un soporte de concreto, cm^2

A_2 = Máxima área de la porción de la superficie de apoyo que es geoméricamente similar y concéntrica con el área de carga, cm^2

4.1.6.1.1. Placa base caso agujeros de ranura larga (LSL)

Datos

Carga más crítica tomada de SAP 2000:

$$P_u = 10,254.5 \text{ kg}$$

$$(C_u3 = 1.2CM + 1.6VIENTOX + CV)$$

La resistencia del concreto a la compresión

es:

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

Tipo de acero A36.

$$f_y = 2,531.77 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_u = 4,078.96 \text{ kg/cm}^2$$

Área de placa

$$A_1 = (30)(30) = 900 \text{ cm}^2$$

Superficie de apoyo

$$A_2 = (40)(50) = 2,000 \text{ cm}^2 \quad \text{Ok } (\sqrt{A_2/A_1}) > 2$$

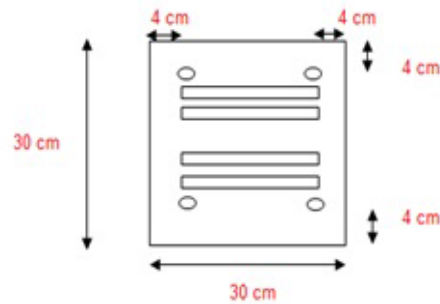


Figura 4.1.5. Vista de planta de placa de apoyo para cerchas.

a) Resistencia de aplastamiento nominal, P_p , en un área menor a la total del apoyo de concreto.

$$\phi_c P_p = (0.6)(0.85)(210)(900)\left(\sqrt{\frac{2,000}{900}}\right) = 14,3690 \text{ kg} \quad \text{OK } (\phi_c P_p > P_u)$$

b) Espesor de placa base se puede calcular con la siguiente ecuación:

$$t = m \cdot \sqrt{\frac{2P_u}{0.90 \cdot f_y \cdot A_1}}$$

$$t = 1.226 \text{ cm.}$$

Usar espesor de: 1/2 pulg = 1.27 cm.

c) Distancia mínima del centro del agujero al borde de la placa (Bordes aserrados tabla J3.4 AISC).

$$\phi = 7/8 \text{ pulg} = 2.22 \text{ cm}, \quad 4 \text{ cm} \geq 1 \frac{1}{2}'' \phi$$

Según la tabla J3.4 AISC (se usan especificaciones AISC para espesores mayores a 3/16 de pulgada), para un perno de 7/8 pulg de diámetro la distancia mínima al borde será de 1 1/2" veces el diámetro del anclaje por lo que la distancia de 4 cm es conservadora al criterio estipulado.

d) Dimensiones de agujero de ranura larga (LSL)

$$\phi = 7/8 \text{ pulg} = 2.22 \text{ cm}$$

$$\text{Ancho} = 7/8 + 1/16 = 15/16 \text{ pulg} = 2.38 \text{ cm}$$

El largo mínimo de agujero según tabla J3.3 AISC

será de 1 7/16 pulg, entonces:

$$L = 1 \frac{7}{16} \text{ pulg} = 3.65 \text{ cm}$$

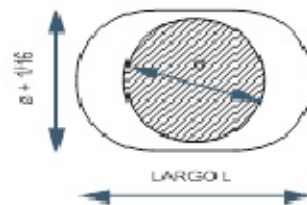


Figura 4.1.6. Dimensiones de agujero de ranura larga.

4.1.6.2. Pernos de anclaje. (ACI 318-08 apéndice D)

Estos elementos son varillas lisas o corrugas con extremos roscados que se utilizarán para asegurar en este caso la placa inferior del apoyo a las columnas. Por lo general están sometidos a fuerzas de tracción y muchas veces se diseñan también para resistir el corte.

4.1.6.3. Metodología de diseño.

Los anclajes se diseñarán para soportar el corte y tracción simultáneos, ganchos en los anclajes proporcionan soporte para lograr un empotramiento en el concreto, aumentando así la resistencia de los anclajes contra el arrancamiento.

4.1.6.3.1. Requisitos de diseño para cargas de tracción y cortante según ACI 318-08 (APENDICE D).

a) Resistencia del acero de un anclaje en tracción.

La resistencia nominal de un anclaje en tracción controlada por el acero, N_{sa} , debe ser evaluada mediante cálculos basados en las propiedades del material del anclaje y en las dimensiones físicas del anclaje.

La resistencia nominal de un solo anclaje o grupo de anclajes en tracción, N_{sa} , no debe exceder:

$$N_{sa} = n \cdot A_{se,N} \cdot f_{uta}$$

$$\phi = 0.75$$

Donde n es el número de anclajes en el grupo, $A_{se,N}$ es el área transversal efectiva del anclaje en tracción, cm^2 , y f_{uta} no debe ser mayor que el menor de $1.9f_{ya}$ o 8600 kg/cm^2 .

b) Resistencia del acero del anclaje sometido a cortante.

La resistencia nominal de un anclaje a cortante cuando esta controlada por el acero V_{sa} debe ser evaluada por el cálculo con base en las propiedades del material del anclaje y las dimensiones físicas del anclaje. La resistencia nominal de un anclaje con gancho individual o de un grupo de anclajes en cortante, V_{sa} no debe exceder lo establecido:

$$V_{sa} = n \cdot A_{se,V} \cdot f_{uta}$$

$$\phi = 0.6$$

Donde n es el número de anclajes en el grupo, $A_{se,V}$ es el área transversal efectiva del anclaje en cortante, cm^2 , y f_{uta} no debe tomarse mayor que el menor entre $1.9f_{ya}$ y 8600 kg/cm^2 .

4.1.6.4. Diseño de los anclajes (apéndice D ACI 318-08) ACI resistencias nominales de un solo anclaje (Barras roscadas).

Datos:

Se toman las condiciones más críticas de SAP 2000:

$$T_u = 10,254.5 \text{ kg} \quad \text{CU3}=1.2\text{CM}+1.6\text{VIENTO}+\text{CV}, \text{ en cercha eje B}$$

$$V_u = 3,453.31 \text{ kg} \quad \text{CU3}=1.2\text{CM}+1.6\text{VIENTO}+\text{CV}, \text{ en cercha eje B}$$

$$n = 4$$

$$T_{un} = T_u/n = 2,563.5 \text{ kg}$$

$$V_{un} = V_u/n = 858.83 \text{ kg}$$

$$\phi_{\text{agujero}} = 7/8 \text{ pulg} = 2.22 \text{ cm}$$

$$A_{se,n} = \frac{\pi \phi_{\text{agujero}}^2}{4} = 3.88 \text{ cm}^2$$

Ya que es una barra de refuerzo con extremo roscado su esfuerzo de fluencia será de:

$$f_y = 40 \text{ ksi} = 2,800 \text{ kg/cm}^2$$

a) Solicitaciones en tensión

$$\phi N_{sa} = (0.75)(4)(3.88)(2,800) = 8,185 \text{ kg} \quad \text{OK } (\phi N_{sa} > T_{un})$$

b) Solicitaciones de cortante.

$$\phi V_{sa} = (0.60)(4)(2,563.5)(2,800) = 6,548 \text{ kg} \quad \text{OK } (\phi V_{sa} > V_{un})$$

c) Longitud de anclaje, se considera:

$$h_{ef} = 12 \phi_{\text{Barra}}$$

$$\phi_{\text{Barra}} = 7/8 \text{ pulg} = 2.22 \text{ cm}$$

$$h_{ef} = 30.48 \text{ cm}$$

d) Distancia mínima al borde

$C_{a1} = (\text{ancho de la columna} - \text{ancho de la base de apoyo}/2) + \text{distancia del borde de la placa al borde de la columna}$

$$C_{a1} = (50\text{cm} - 30\text{cm})/2 + 3.5\text{cm} = 13.5\text{ cm}$$

4.1.6.5. Diseño de pernos A325 para bielas (Sección D6-AISC, rosca incluida en el plano de corte) pernos en doble cortante y aplastamiento.

Una vez acoplados las bielas con los pernos forman la articulación. En este tipo de conexión las cargas son transmitidas por el centro de gravedad del grupo de conectores, en lo que se denomina una conexión de plano doble (figura 4.1.7), donde los tornillos estarán sujetos a cortantes simples y aplastamiento. Se realizará revisión de la resistencia para una carga última de $P_u = 10,254.5$ y un cortante, $V_u = P_u/2 = 10,254.5/2 = 5,127.25$ kg esto debido a la distribución de la carga en las placas, tomados de la combinación más crítica tomada de SAP 2000 ($CU3 = 1.2CM + 1.6VIENTOX + CV$).

a) Resistencia de diseño por cortante.

$$R_n = \phi \cdot 0.4 A_b \cdot F_n \cdot N_s$$

$$\phi = 0.75$$

Dónde:

F_n = Tensión de tracción nominal, F_{nt} , o tensión de corte nominal F_{nv} , según la tabla J3-2 AISC 3,360 Kg/cm².

A_b = Área bruta del perno o parte roscada, cm². Para un perno con un diámetro de 1 1/8 pulg = 2.9 cm, el área será:

$$A_b = \frac{\pi \phi^4}{4} = 6.41\text{ cm}^2$$

N_s = Número de planos de corte (1 para un tornillo en cortante simple) (2 para un tornillo en cortante doble), en nuestro caso será 2

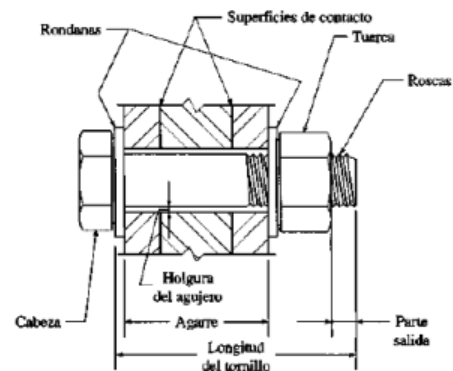


Figura 4.1.7. Conexión de plano doble aquí los tornillos están sujetos a fuerzas cortantes y aplastamiento.

Evaluando la resistencia de diseño por cortante se tiene:

$$\phi R_n = (0.75)(0.4)(6.41)(3,360)(2) = 12,922.56 \text{ kg}$$

Como $12,922.56 > 5,127.25$ las placas en la revisión por cortante son aceptables.

b) Resistencia de diseño por aplastamiento.

$$R_n = \phi \cdot 2.4 \cdot d \cdot t \cdot f_u$$

$$\phi = 0.75$$

Dónde:

d o ϕ = Diámetro del pasador, cm., t = Espesor de placa, cm. Las bielas inferiores diseñadas en la sección 3.1.7.6 tienen un espesor de 1/2", en tal caso se toma se toma la biela superior que es la placa principal o la placa de mayor espesor, entonces:

$$t = 3/4 \text{ pulg} = 1.905 \text{ cm}$$

f_u = Esfuerzo último del acero, 4,079 kg/cm², para acero A36 material del cuerpo de la biela.

Evaluando la resistencia de diseño por aplastamiento se tiene:

$$\phi R_n = (0.75)(2.4)(2.9)(1.905)(4,079) = 39,967.15 \text{ kg}$$

El valor de la resistencia de diseño por aplastamiento está por encima de la carga última, esta sección se debe trabajar relacionada con las bielas ya que el diámetro del pasador determina la geometría de las mismas.

4.1.6.6. Diseño de bielas. (Sección D6-AISC)

Para dichos elementos se han adoptado los requerimientos dimensionales que proporciona el AISC-LRFD en el capítulo D-D6, debido a que la especificación AISI considera espesores menores a 3/16 de pulgada.

Sus características geométricas son variadas, las bielas no tendrán refuerzo en los agujeros de los pasadores su cabeza circular con la periferia concéntrica a la

perforación del pasador y su espesor uniforme. Las bielas o placas de la unión deben disponerse de modo que se eviten excentricidades y se produzcan las mínimas distorsiones en las líneas de fuerza, en nuestro caso la biela interior es una conexión con doble cortante.

La resistencia de diseño de miembros conectados por pasadores, debe ser el menor valor determinado de acuerdo a los estados límite de fluencia, rotura en tracción, rotura en corte y aplastamiento.

a) Para fluencia en tracción en la sección bruta:

$$P_n = A_s \cdot F_y$$

b) Para rotura en tracción en el área neta efectiva:

$$P_n = 2 \cdot t \cdot b_{eff} \cdot F_u$$

c) Para rotura en corte en el área efectiva:

$$P_n = 0.6 \cdot A_{sf} \cdot F_u$$

d) Para aplastamiento en el área proyectada del pasador:

$$P_n = 1.8 \cdot A_{pb} \cdot F_y$$

Dónde:

A_s = Área neta efectiva, cm^2 .

A_g = Área bruta del miembro, cm^2 .

A_{pb} = Área proyectada de apoyo, cm^2

$A_{sf} = 2t(a + d/2)$, cm^2

a = Distancia más corta desde el centro de la perforación del pasador hasta el borde del miembro medido paralelamente a la dirección de la fuerza, cm.

$b_{eff} = 2t + 1.6$, pero no más que la distancia actual entre el borde de la perforación de la parte medida en la dirección normal a la fuerza aplicada.

d = Diámetro del pasador, cm.

t = Espesor de placa, cm.

f_y = Tensión de fluencia mínima especificada del tipo de acero utilizado, Kg/cm^2

f_u = Tensión última mínima especificada del tipo de acero utilizado, Kg/ cm²

4.1.7. Diseño de bielas.

Para el diseño de las bielas, se tomaron los resultados de SAP 2000 CU3=1.2CM+1.6V-T+CV, en el caso de la carga de la sección 3.1.7.1.1 (P_u) se tomara para las bielas inferior igual a $P_u/4$ y para las superior e igual a $P_u/2$ esto debido a la distribución de la carga en el apoyo, la geometría asignada a las bielas es el punto de partida para su diseño; una vez determinado el diámetro del pasador, empleando la tabla J3-4 del AISC obtenemos la distancia mínima desde el centro del agujero hasta el borde de la parte conectada igual a 5 cm, en la siguiente tabla se presentan el resumen de los cálculos.

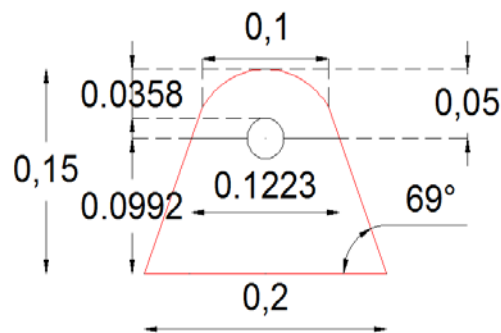


Figura 4.1.8. Geometría propuesta de bielas superiores e inferiores.

Tabla 4.1-3. Tabla de resumen para el diseño de bielas.

DISEÑO DE BIELAS			
		INFERIORES	SUPERIORES
f_y =	2,532 Kg/cm ²		
f_u =	4,079 Kg/cm ²		
P_u =		$P_u/4$	$P_u/2$
		2,563.625 Kg	5,127.25 Kg
t =		1/2 pulg	3/4 pulg
		1.27 cm	1.905 cm
b =		12.23 cm	12.23 cm
$A_g = b \cdot t =$		15.33 cm ²	23.3 cm ²
b_{eff} =		4.14 cm	5.41 cm
a =		3.58 cm	3.58 cm

$A_{sf}=$	12.72 cm ²	19.1 cm ²
$A_{pb}=\phi_{Perno} \cdot t$	3.63 cm ²	5.44 cm ²
Resistencia para miembros conectados por pasadores		
a) Para fluencia en tensión en la sección bruta		
$\phi P_n=$	35,391.33 Kg	53,087 Kg
b) Para rotura en tensión en el área efectiva		
$\phi_t P_n=$	16,084.77 Kg	31,528.47 Kg
c) Para rotura en corte en el área efectiva		
$\phi_{sf} P_n=$	23,352.1 Kg	35,028.1 Kg
d) Aplastamiento en el área proyectada del pasador		
$\phi_{pb} P_n=$	12,404 Kg	18,605.41 Kg
Por lo tanto la resistencia será.		
$\phi P_{n \min}=$	12,404 Kg	18,605.41 Kg
$\phi P_{n \min} > P_U$	OK	OK

4.1.8. Diseño de soldadura.

La resistencia de diseño, ϕR_n , debe ser el menor valor entre la resistencia base determinada con, los estados límites de fractura en corte y la resistencia del metal de soldadura determinada de acuerdo con el estado límite de fluencia:

a) Para el metal base:

$$R_n = \phi \cdot F_{BM} \cdot A_{BM}$$

b) Para el metal de soldadura:

$$R_n = \phi \cdot F_w \cdot A_w$$

Dónde:

F_{BM} = Tensión nominal del metal base, Kg/ cm²

F_w = Tensión nominal del metal de soldadura, Kg/ cm²

A_{BM} = Área de la sección transversal del metal base, cm²

A_w = Área efectiva de la soldadura, cm².

ϕ Compresión normal al área efectiva = 0.90

$\phi_{\text{cortante en el área efectiva}} = 0.75$

La elección del electrodo para ser usado en soldadura debe cumplir con los requisitos para metales de aporte según el metal base, dado en AWS D1.1, las siguientes tablas resumen las disposiciones.

Tabla 4.1-4. Resumen de diferentes tipos de electrodos.

Metal base	Metal de aporte compatible.
A36, espesor ≤ 19 mm	Electrodo E60 & E70.
A36, espesor > 19 mm A572(Gr.50&55) A588 A1011 A1018 A913(Gr.50) A992	SMAW: E7015, E7016 E7018 E7028 Otros procesos: Electrodos E70
A913 (Gr. 60&65)	Electrodos E70.

El tamaño de la garganta de la soldadura de filete es igual a:

$$t_w = w \sin 45^\circ = 0.707w$$

Dónde:

w= Dimensión del lado del filete tabla 3.1-2

t_w = Espesor efectivo de la garganta

En la mayoría de los casos la soldadura empleada es de filete, en el caso de la unión de las secciones en c será soldadura acampanada y el espesor efectivo de la garganta se determina de la siguiente manera:

$$t_w = 0.707 \cdot (R+t)/2$$

Dónde:

R: ver propiedades de canal plegado en anexo A, cm.

t= espesor de la sección, cm.

La resistencia del material de aportación o metal de relleno será:

$$\phi f_w = 0.45 F_{xx}$$

Dónde:

F_{xx} = Denominación de la resistencia del metal de relleno en la clasificación de electrodos AWS, ver tabla 3.1-1.

Tabla 4.1-5. Tamaño de soldadura de filete.

Tamaño mínimo de soldadura de filete tabla J2.4 AISC.	
Espesor de la parte unida más delgada mm	Tamaño mínimo de soldadura de filete ^(a) , mm
Hasta 6 inclusive	3
Entre 6 y 13	5
Entre 13 y 19	6
Mayor que 19	8
(a) Dimensiones de lado de los filete. La soldadura debe ser una sola pasada	

Diseño de soldadura en elemento crítico de cercha.

$$T_u = 624.00 \text{ kg (CU3=1.2CM+1.6V-T+CV)}$$

$$t = 1/8 \text{ pulg} = 0.32 \text{ cm}$$

Se considera que (1) los cortes son hechos en taller (boca de pescado), (2) la soldadura empleada es de filete partiendo de que una vez realizado el corte en algún punto los elementos en la unión tendrán una perpendicularidad, por lo tanto tomando este criterio la soldadura de filete es más crítica en comparación con soldadura acampanada; donde simplemente el área y/o garganta será mayor. La longitud de soldadura será:

$$L \text{ (Perímetro de soldadura)} = 18.00 \text{ cm}$$

$$\text{Electrodo} = E 60$$

$$\phi f_w = 1,898.82 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 2,320.79 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_u = 3,164.71 \text{ kg/cm}^2$$

$$w = 0.3 \text{ cm}$$

$$t_w = 0.2121 \text{ cm}$$

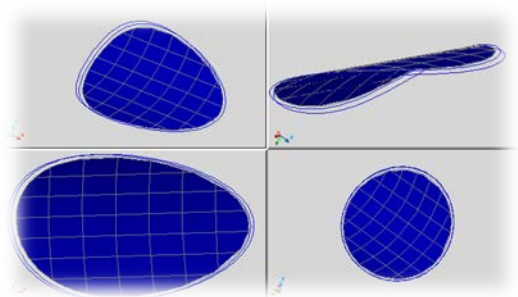


Figura 4.1.9 Perímetro de soldadura

a) Resistencia del metal base.

$$\phi R_{ny} = (0.75)(0.60)(2,320.79)(0.32)(18) = 5,968.5 \text{ kg}$$

$$\phi R_{nu} = (0.75)(0.60)(2,278.6)(0.2121)(18) = 8,138.84 \text{ kg}$$

b) Resistencia de la soldadura.

$$\phi R_n = (0.75)(0.60)(3,164.71)(0.32)(18) = 3,914.7 \text{ kg}$$

$$\phi R_{nmin} = 3,914.7 \text{ kg} \quad \text{OK } (\phi R_{nmin} > P_u)$$

La resistencia de la soldadura está muy encima de la carga actuante, usar electrodo E 60 1/8" en nodos de cerchas.

4.1.8.1. Diseño de soldadura bielas superiores e inferiores.

Se toma el cortante de la sección 3.1.7.3, $V_u = V_u/2 = 3,453.3 / 2 = 1,726.65 \text{ kg}$

$t = 1/2 \text{ pulg} = 1.27 \text{ cm}$ (min. t. entre placa y biela, en este caso la placa)

$L = 20 + 20 = 40$ (o lo que es lo mismo, el doble de la base de la biela ver la figura en la sección 4.1.7)

Electrodo = E70

$$\phi f_w = 2,215.29 \text{ kg/cm}^2$$

$w = 0.5 \text{ cm}$ (Tabla 4.1-5)

$$t_w = 0.35 \text{ m}$$

Tabla 4.1-6. Resumen de diseño de soldadura para bielas superiores e inferiores.

Resistencia del metal base	Resistencia de la soldadura
$\phi_{mb} R_{ny} = 69,451.15 \text{ kg}$	$\phi R_n = 14,095.920 \text{ kg}$
$\phi_{mb} R_{nu} = 93,254.02 \text{ kg}$	
$\phi R_{nmin} = 14,095.920 \text{ kg}$	OK ($\phi R_{nmin} > V_u$)

Usar electrodo E70 3/16" en todo perímetro de bielas tanto superiores como inferiores (ver detalle en planos).

4.1.9. Diseño de soldadura placa de apoyo-nodo de cercha (superior +crítico).

$V_u = 3,453.31 \text{ kg}$ (Cortante en apoyo)

$t = 1/8 \text{ pulg} = 0.32 \text{ cm}$

Longitud = 36.00 cm

Electrodo = E 60

$\phi f_w = 1,898.82 \text{ kg/cm}^2$

$w = 0.3 \text{ cm}$ (Tabla 4.1-5)

$t_w = 0.2121 \text{ cm}$

Tabla 4.1-7. Resumen de diseño de soldadura para placa de apoyo-nodo cercha (superior)

Resistencia del metal base	Resistencia de la soldadura
$\phi_{mb} R_{ny} = 1,1936.95 \text{ kg}$	$\phi_s R_n = 6,524.39 \text{ Kg}$
$\phi_{mb} R_{nu} = 16,277.68 \text{ Kg}$	
$\phi R_{nmin} = 6,524.39 \text{ kg}$	

Se colocan placas de acero en la unión que hay entre la placa base del apoyo y los extremos de la cercha para garantizar una unión eficaz, transmisión de los esfuerzos y para evitar el pandeo local de los perfiles de los cordones.

a) Aporte de atiesadores.

$t_{min} = 3/8 \text{ pulg} = 0.95 \text{ cm}$

Longitud = 9.00 cm

$f_y = 33 \text{ ksi} = 2,320.79 \text{ kg/cm}^2$

$f_u = 45 \text{ ksi} = 3,164.71 \text{ kg/cm}^2$

Electrodo = E 60

$\phi f_w = 1,898.82 \text{ kg/cm}^2$

$w = 0.5 \text{ cm}$

(Tabla 4.1-5)

$t_w = 0.35 \text{ cm}$

Tabla 4.1-8. Resumen del diseño de soldaduras para atiesadores.

Resistencia del metal base	Resistencia de la soldadura
$\phi_{mb} R_{ny} = 8,952.72 \text{ Kg}$	$\phi_s R_n = 2,718.5 \text{ Kg}$
$\phi_{mb} R_{nu} = 12,208.26 \text{ Kg}$	
$\phi R_{nmin} = 2,718.5 \text{ Kg}$	

$$t_{min} = 3/8 \text{ pulg} = 0.95 \text{ cm}$$

$$\text{Longitud} = 10 \text{ cm}$$

Tabla 4.1-9. Resumen del diseño de soldaduras para atiesadores.

Resistencia del metal base	Resistencia de la soldadura
$\phi_{mb} R_{ny} = 9,947.46 \text{ Kg}$	$\phi_s R_n = 8,544.71 \text{ Kg}$
$\phi_{mb} R_{nu} = 13,564.74 \text{ Kg}$	
$\phi R_{nmin} = 8,544.71 \text{ Kg}$	

$$t_{min} = 3/8 \text{ pulg} = 0.95 \text{ cm}$$

$$\text{Longitud} = 8.00 \text{ cm}$$

Tabla 4.1-10. Resumen del diseño de soldaduras para atiesadores.

Resistencia del metal base	Resistencia de la soldadura
$\phi_{mb} R_{ny} = 7,958 \text{ Kg}$	$\phi_s R_n = 5,127 \text{ Kg}$
$\phi_{mb} R_{nu} = 10,852 \text{ Kg}$	
$\phi R_{nmin} = 5,127 \text{ Kg}$	

Se suman todas las resistencias mínimas que deberán ser mayores que el cortante actuante en el apoyo, entonces:

$$\sum \phi R_{nmin} = 22,914.43 \text{ kg}$$

$$\text{OK } (\sum \phi R_{nmin} > V_u)$$

4.2. Diseño de Losa.

Para el diseño de la losa de entrepiso se utilizó el método directo del ACI 318-08 del capítulo 13.5

Datos para el diseño de la losa:

Vigas de entrepiso de 25x40cm en ambas direcciones.

Columnas principales C-1 = 50x80cm

Columnas de entrepiso C-2 = 30x30cm

Resistencia del concreto. $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Fluencia del acero. $f_y = 2,800 \text{ kg/cm}^2$

Peso específico = $2,400 \text{ kg/m}^3$

Espesor propuesto = 13cm

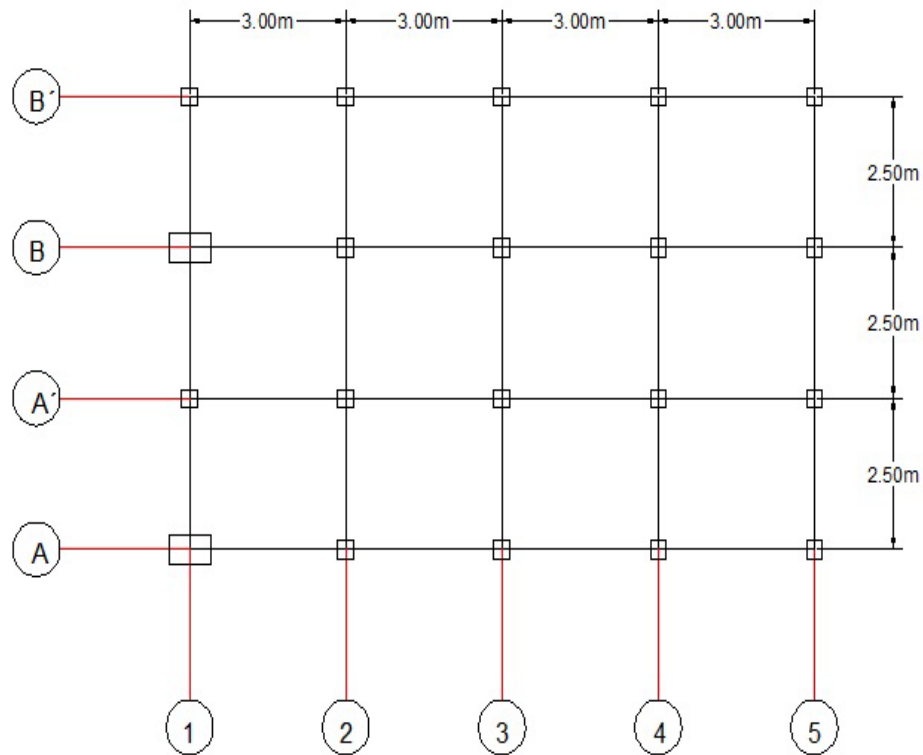
Peso propio = $(2,400) (0.13) = 312 \text{ kg/m}^2$

Cargas muertas actuantes en la losa.

Cargas muertas	
Ladrillo de cerámica =	30.00 kg/m ²
Accesorios eléctricos =	10.00 kg/m ²
Mortero cerámico =	22.00 kg/m ²
Total=	62.00 kg/m ²

$$W_{\text{(carga muerta)}} = 312 + 62 = 374 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{\text{(carga viva)}} = 500 \text{ kg/m}^2$$



4.2.1. Limitaciones para el uso del método directo.

Según el ACI 318-08. Capítulo 13.6.1. Permite que los sistemas de losas que cumplan con las limitaciones de 13.6.1.1 a 13.6.1.8, sean diseñados por medio del Método de Diseño Directo. Los cuales son:

- a) Debe haber un mínimo de tres claros continuos en cada dirección. CUMPLE.
- b) Los tableros deben ser rectangulares con una relación de claro largo a claro corto no mayor de dos $\frac{L_L}{L_C} \leq 2. = 3/2.5 = 1.2 < 2.$ CUMPLE
- c) Las longitudes de los claros sucesivos no deben diferir en más de un tercio del claro más largo. CUMPLE. Todos los claros sucesivos son iguales
- d) Las columnas pueden estar fuera del eje que une las columnas anterior y posterior, pero la distancia del centro de una columna al eje de columnas

no debe ser mayor del 10 por ciento del claro en dirección del desplazamiento de la columna. CUMPLE

- e) La estructura debe estar sujeta únicamente a carga vertical distribuida uniformemente en cada tablero. La carga viva no debe ser mayor de tres veces la carga muerta $\left(\frac{C_V}{C_M} \leq 3\right)$. $\left(\frac{500}{374} \leq 3\right)$. CUMPLE
- f) Para losas en dos direcciones la rigidez de las vigas en dos direcciones, debe satisfacer la condición:

$$0.2 < \frac{\alpha_1 L_2^2}{\alpha_2 L_1^2} < 5$$

Cálculo de α :

Este parámetro se define como la relación entre la rigidez a flexión de una viga situada en el eje de las columnas y la rigidez a flexión de la franja de losa limitada por los ejes centrales de los tableros adyacentes. Se expresa con la ecuación:

$$\alpha = \frac{E_{cb} I_b}{E_{cs} I_s}$$

L_1 = Es el claro en la dirección en que se determinan los momentos, medido centro a centro de apoyos, L_2 es el claro en dirección perpendicular, también medido centro a centro de apoyos.

Para las vigas de 3 metros de largo (viga T):

I_s = Momento de inercia de la franja de la losa.

$$I_s = \frac{bh^3}{12} = \frac{(250)(13)^3}{12} = 45,771 \text{ cm}^4$$

I_b = Momento de inercia de la viga. Estas como son vigas en forma de T y L se calculó la inercia utilizando la estática.

$$I_b = 218,390 \text{ cm}^4$$

$$\alpha = \frac{218,390}{45,771} = 4.77$$

Para las vigas de bordes de 3 metros de largo:

$$I_s = \frac{bh^3}{12} = \frac{(125+12.5)(13)^3}{12} = 25,174 \text{ cm}^4$$

$$I_b = 185,627 \text{ cm}^4$$

$$\alpha = \frac{185,627}{25,174} = 7.4$$

Para las vigas de 2.5 metros de largo (viga T):

$$I_b = 218,390 \text{ cm}^4$$

$$I_s = \frac{bh^3}{12} = \frac{(300)(13)^3}{12} = 54,925 \text{ cm}^4$$

$$\alpha = \frac{218,390}{54,925} = 3.98$$

Para las vigas de bordes de 2.5 metros de largo:

$$I_b = 185,627 \text{ cm}^4$$

$$I_s = \frac{bh^3}{12} = \frac{(150+12.5)(13)^3}{12} = 29,751 \text{ cm}^4$$

$$\alpha = \frac{185,627}{29,751} = 6.2$$

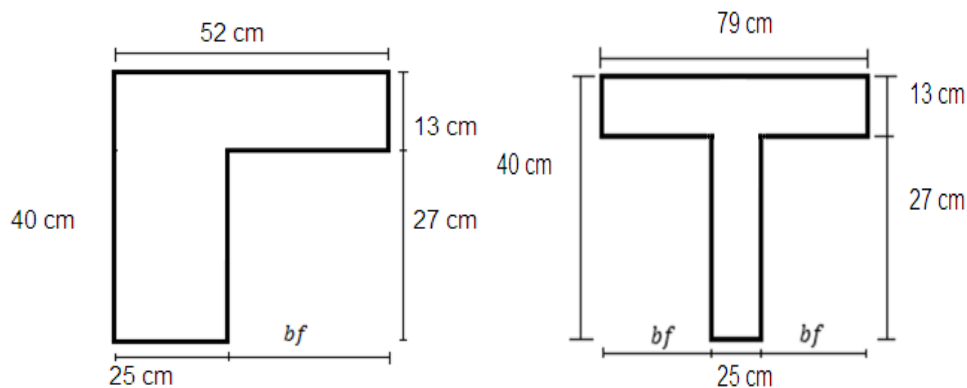


Figura 4.2.1. Dimensiones de viga T y L.

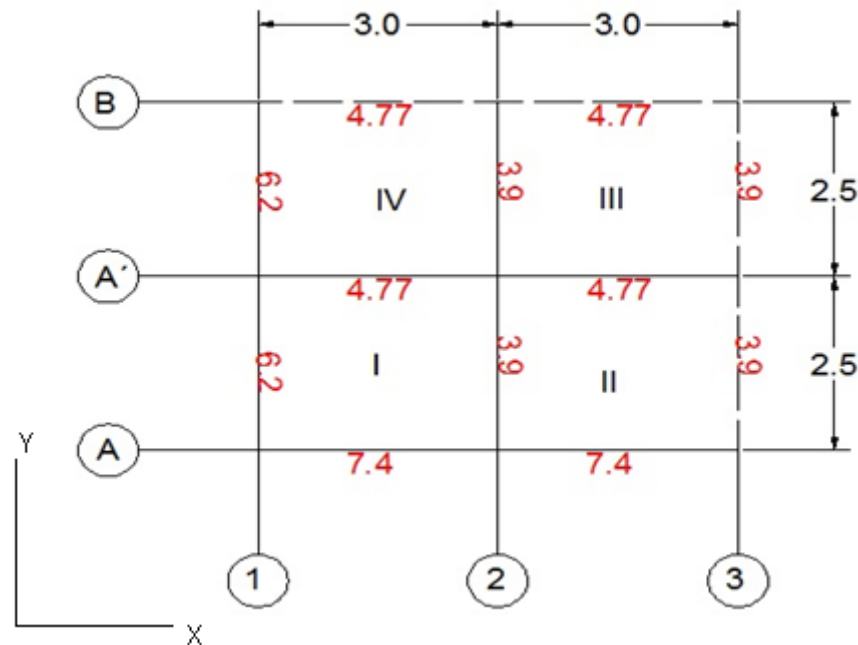


Figura 4.2.2. Resumen de los valores α la relación a rigidez a flexión de una viga entre la rigidez a flexión de la franja de losa.

Calculo de la rigidez relativa para el primer tablero en la dirección horizontal:

$$\frac{\alpha_1 L_2^2}{\alpha_2 L_1^2} \rightarrow \frac{(7.4+4.77)(250)^2}{(3.98+6.2)(300)^2} = 0.83 \text{ CUMPLE}$$

Tabla 4.2-1. Resumen de los valores de la rigidez relativa.

Tablero	1	2	3	4
Dirección horizontal.	0.2<0.83<5	0.2<1.06<5	0.2<0.83<5	0.2<0.65<5
Dirección vertical.	0.2<1.21<5	0.2<0.94<5	0.2<1.20<5	0.2<1.54<5

4.2.2. Cálculo del peralte mínimo.

La sección 9.5.3 del ACI 318-08. Tiene prioridad en relación al espesor mínimo de losas u otros elementos reforzados en dos direcciones diseñados de acuerdo con las disposiciones del Capítulo 13 del ACI 318-08.

En el ACI 318-08. Capítulo 9.5.3.3. El espesor mínimo **h** para losas con vigas que se extienden entre los apoyos en todos los lados debe ser:

- a) Para α_m igual o menor que 0.2, se aplican las disposiciones de 9.5.3.2. Del ACI 318-08, que son para losas en una dirección.
- b) Para α_m mayor que 0.2 pero no mayor que 2.0, **h** no debe ser menor que:

$$h = \frac{I_n \left(0.8 + \frac{F_y}{14000} \right)}{36 + 5\beta[\alpha_m - 0.2]}$$

Pero no menor que 12.5 cm.

Para α_m mayor que 2.0, **h** no debe ser menor que:

$$h = \frac{I_n \left(0.8 + \frac{f_y}{14000} \right)}{36 + 9\beta}$$

y no menor que 9 cm.

El término L_n corresponde a la luz libre en la dirección larga medida cara a cara de las vigas. El término β corresponde a la relación de la luz libre en la dirección larga a la luz libre en la dirección corta de la losa.

$$\beta = \frac{300}{250} = 1.23 \text{ Relación entre el claro libre mayor y el claro libre menor}$$

$$L_n = (300 - 30) = 270 \text{ cm Longitud efectiva del claro más largo}$$

$$\alpha_m = \frac{(4.77 + 7.4 + 3.9 + 6.2)}{4} = 5.6. \text{ Rigidez promedio de las rigideces relativas calculadas}$$

Ya que α_m es mayor que 2.0, **h** no debe ser menor que:

$$h = \frac{2,700 \left(0.8 + \frac{2,800}{14,000} \right)}{36 + (9)(1.23)} = 6 \text{ cm}$$

Ya que el valor de **h**, no cumple con la condición se tendrá un espesor mínimo de 9cm, y el espesor propuesto de 13cm será el utilizado.

4.2.3. Determinación del momento estático total.

Según el ACI 318-08, el momento estático, total para un vano debe determinarse en una franja limitada lateralmente por el eje central de los paneles adyacentes al eje que une los apoyos. Es decir, que, al diseñador le resulta conveniente calcular los momentos estáticos para dos mitades adyacentes de panel incluyendo una franja de columnas y medias franjas centrales a cada lado.

Donde el momento estático total se calculó con la ecuación:

$$M_O = \frac{(W L_2) L_n^2}{8} \text{ Para cada claro y para todas las franjas en las dos direcciones.}$$

L_n = Debe medirse entre las caras interiores de las columnas, capiteles o muros en que se apoye la losa.

L_2 = Se mide si es un eje exterior, se toma la mitad de la longitud transversal del claro, más la mitad del espesor de la viga. Si es un eje interior es la mitad de la suma de las longitudes de los claros transversales.

$$W_U = 1.20 C_M + 1.6 C_V \quad (\text{RNC-2007. Arto.15})$$

$$W_U = 1.20 (374) + 1.6 (500) = 1,249 \text{ kg/m}^2$$

Para el eje A, claros 1-2:

$$L_n = 3 - \left(\frac{0.8}{2} + \frac{0.3}{2} \right) = 2.45 \text{ m}$$

$$L_2 = \left(\frac{2.5}{2} + \frac{0.25}{2} \right) = 1.38 \text{ m}$$

$$M_O = \frac{(1,249)(2.45)(1.38)^2}{8} = 1,288 \text{ kg-m}$$

Tabla 4.2-2. Resumen de los cálculos de los momentos estáticos totales para cada eje.

Eje	L_n (m)	L_2 (m)	M_O (kg-m)
A, claros 1-2	2.45	1.38	1288
A, todos los claros	2.70	1.38	1565

A', todos los claros	2.70	2.5	2845
B, claros 1-2	2.45	2.50	2342
B, todos los claros	2.70	2.50	2845
B', todos los claros	2.70	1.38	1565
1, todos los claros	2.10	1.63	1119
2, 3, 4 todos los claros	2.20	3.00	2267
5, todos los claros	2.20	1.63	1228

4.2.4. Distribución del momento estático total en momentos negativos y positivos (momentos longitudinales).

Los momentos estáticos totales se distribuyeron después en momentos negativos y positivos para obtener los momentos longitudinales.

En un claro interior, según el ACI 318-08 Capítulo 13.6.3.2 el momento estático total M_o debe multiplicarse por los siguientes coeficientes:

Momento negativo factorizado. 0.65

Momento positivo factorizado. 0.35

En los claros extremos la distribución se hizo con los coeficientes de la siguiente tabla, según el ACI 318-08 Capítulo 13.6.3.2.

Tabla 4.2-3. Tabla utilizada para la distribución de momentos en losa.

MOMENTOS ESTÁTICOS FACTORIZADOS					
	1	2	3		5
Momento mayorado	Bordes exterior no restringido	Losa con vigas entre todos los apoyos	Losa sin vigas entre los apoyos interiores		Borde exterior totalmente restringido
			Sin viga de borde	Con viga de borde	
Negativo interior	0.75	0.7	0.7	0.7	0.65
Positivo	0.63	0.57	0.52	0.5	0.35
Negativo exterior	0	0.16	0.26	0.3	0.65

Graficas de la distribución de los momentos longitudinales:

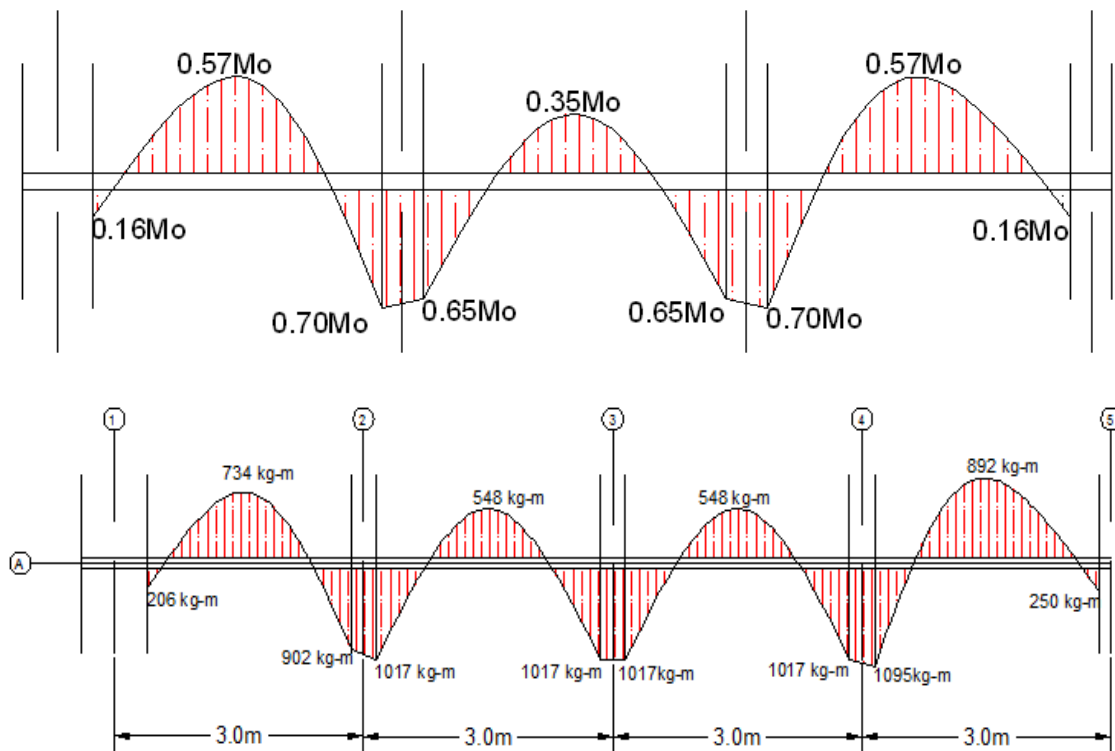


Figura 4.2.3. Momento longitudinal del eje A.

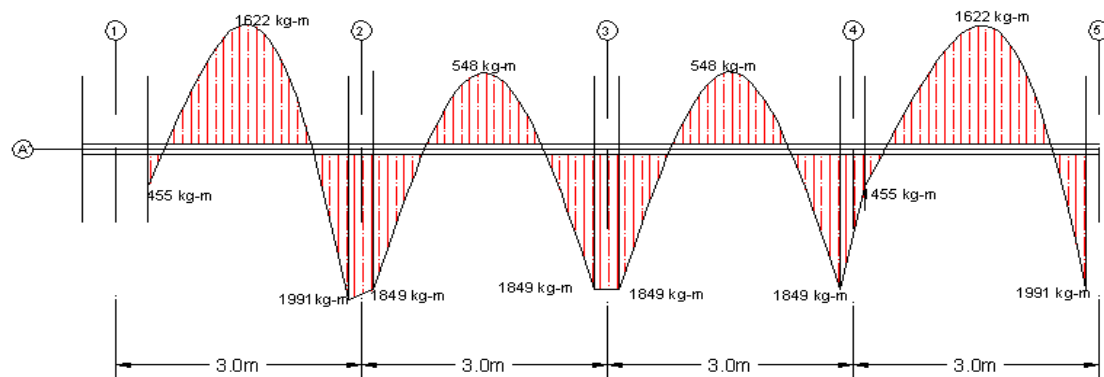


Figura 4.2.4. Momento longitudinal del eje A'.

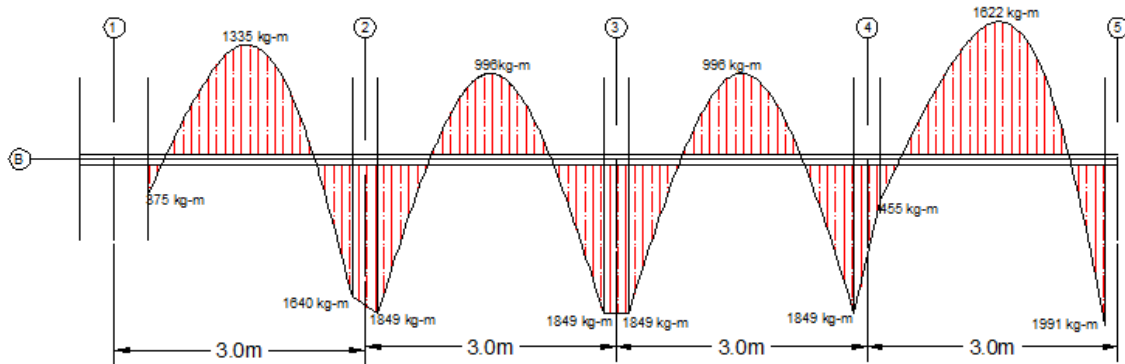


Figura 4.2.5. Momento longitudinal del B.

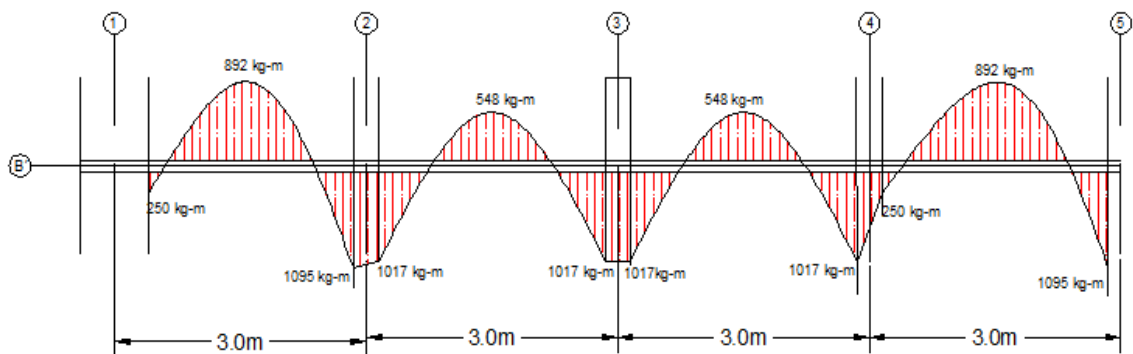


Figura 4.2.6. Momento longitudinal del B'.

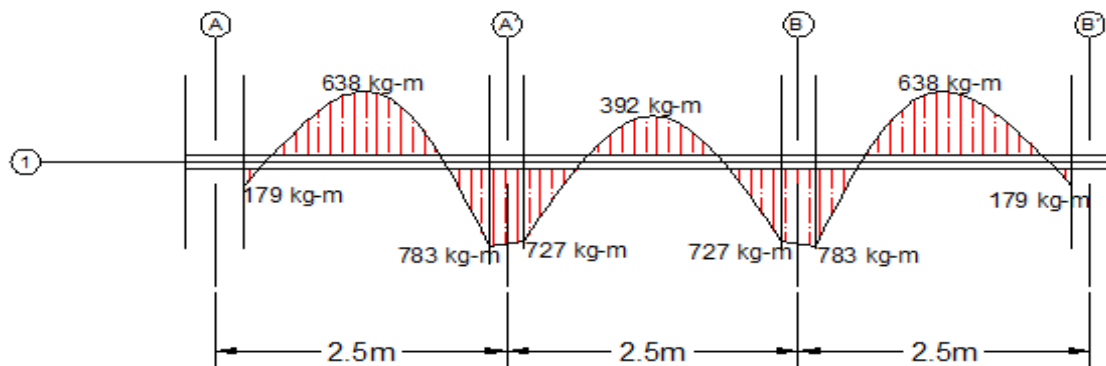


Figura 4.2.7. Momento longitudinal del eje 1.

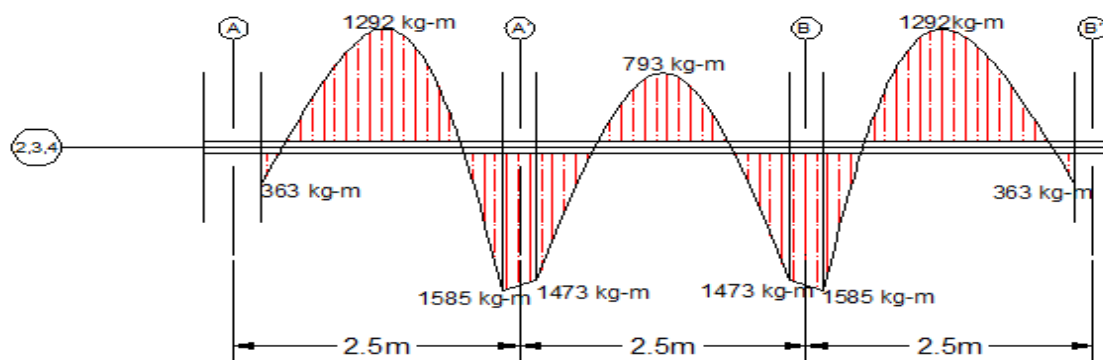


Figura 4.2.8. Momento longitudinal del eje 2, 3 y 4.

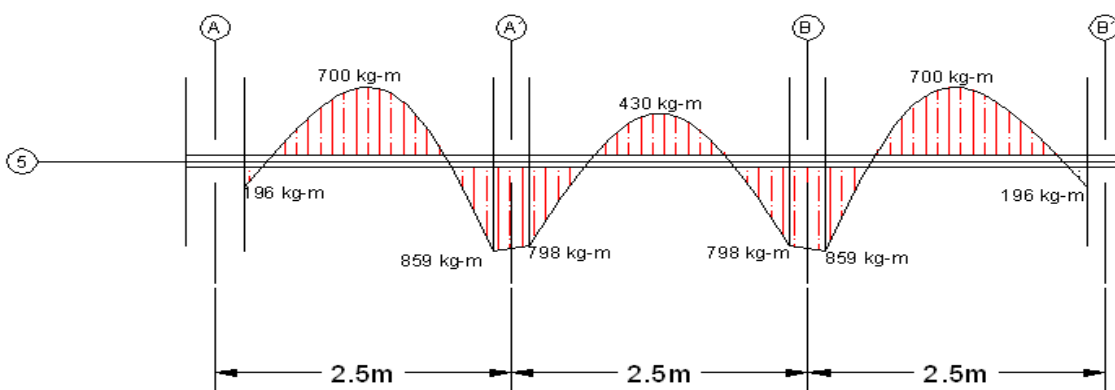


Figura 4.2.9. Momento longitudinal del eje 5.

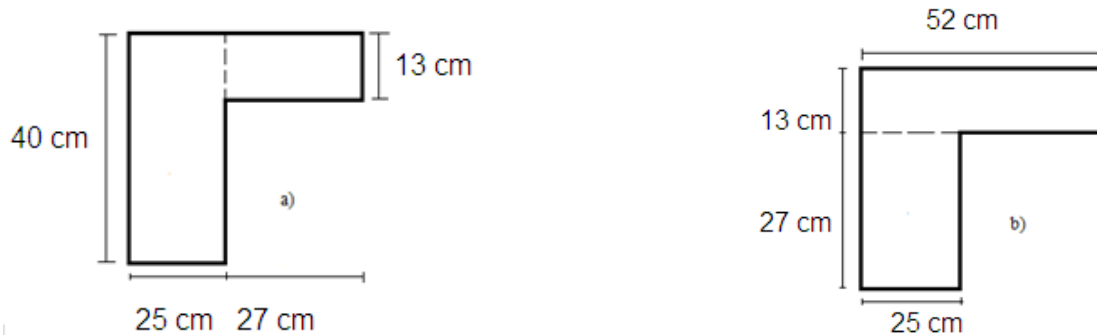
Distribución de momentos longitudinales a lo ancho de la franja.

Los momentos hasta ahora calculados son lo que actúan en todo el ancho de la Franja. Es necesario distribuirlos ya que su distribución no es uniforme. Para ello, las franjas de losa se dividen en una franja de columnas y una franja central.

Primero se calculó la constante **C** para secciones en forma de T o L donde se divide la sección en sectores rectangulares, como se define en la sección 13.2.4, del ACI 318-08. Y sumando los valores de **C** de cada porción.

$$C = \sum \left(1 - 0.63 \cdot \frac{x}{y} \right) \left(\frac{x^3 \cdot y}{3} \right)$$

Constante de torsión C para las vigas de bordes en los ejes A y 1.



Para la condición a:

$$C = \left(1 - \frac{(0.63)(25)}{40}\right) \frac{(25)^3(40)}{3} + \left(1 - \frac{(0.63)(13)}{27}\right) \frac{(13)^3(27)}{3} = 140,077 \text{ cm}^4$$

Para la condición b:

$$C = \left(1 - \frac{(0.63)(25)}{27}\right) \frac{(25)^3(27)}{3} + \left(1 - \frac{(0.63)(13)}{52}\right) \frac{(13)^3(52)}{3} = 90,677 \text{ cm}^4$$

En este caso se utiliza el mayor de la constante C, por lo tanto $C = 140,077.27 \text{ cm}^4$.

4.2.5. Cálculo de la relación entre rigidez torsional de vigas de bordes y la rigidez a flexión de una franja de losa β_t .

Cuyo ancho es igual al claro de la viga de borde medido centro a centro de los apoyos. Se expresa por medio de la ecuación.

$$\beta_t = E_{cb} \cdot C / 2E_{cs} \cdot I_s$$

Para la franja A, A', B y B'.

$$I_s = \frac{bh^3}{12} \text{ inercia de franja de losa}$$

$$I_s = \frac{(250)(13)^3}{12} = 45,771 \text{ cm}^4$$

$$\beta_t = \frac{140,077.27}{45,771} = 1.53$$

Para la franja 1, 2, 3, 4 y 5.

$$I_s = \frac{bh^3}{12} \text{ inercia de franja de losa}$$

$$I_s = \frac{(300)(13)^3}{12} = 54,925 \text{ cm}^4$$

$$\beta_t = \frac{140,077.27}{54,925} = 1.28$$

Tabla 4.2-4. Porcentajes de los momentos totales.

Relaciones de rigideces			Valores de I_2/I_1		
			0.5	1	2
Momentos negativos en apoyos inferiores.	$(\alpha_1 I_2/I_1)=0$ $(\alpha_1 I_2/I_1) \geq 1$		75	75	75
			90	75	45
Momentos negativos en apoyos exteriores.	$(\alpha_1 I_2/I_1)=0$	Pt=0	100	100	100
		$\beta_t \geq 2.5$	75	75	75
	$(\alpha_1 I_2/I_1) \geq 1$	$\beta_t=0$	100	100	100
		$\beta_t \geq 2.5$	90	75	45
Momentos positivos.	$(\alpha_1 I_2/I_1)=0$		60	60	60
	$(\alpha_1 I_2/I_1) \geq 1$		90	75	45

Las siguientes tablas muestran los porcentajes del momento total que determinan los momentos en las franjas de columnas. Para obtener las cifras mostradas fue necesario interpolar entre los valores de la tabla, 3.2-2 como se ilustra a continuación.

Tabla 4.2-5. Momento en la franja del eje A.

Sección	M _{Total} (kg-m)	$\frac{L_2}{L_1}$	$\frac{\alpha_1 L_2}{L_1}$	β_t	%	M franja colum.	M. viga	M.Losa franja colum.	M franja central
M ₁₋₂ (-)	206	0.83	6.14	1.53	87.82	181	154	27	25
M ₁₋₂ (+)	734	0.83	6.14		69.90	513	436	77	221
M ₂₋₁ (-)	902	0.83	6.14		69.90	630	536	95	271
M ₂₋₃ (-)	1,017	0.83	6.14		69.90	711	604	107	306

M ₁₋₂ (+)	548	0.83	6.14		69.90	383	.325	57	165
M ₃₋₂ (-)	1,017	0.83	6.14		69.90	711	604	107	306
M ₅₋₄ (-)	250	0.83	6.14		69.90	175	149	26	75
M ₅₋₄ (+)	892	0.83	6.14		69.90	623	530	94	268
M ₄₋₅ (-)	1,095	0.83	6.14		69.90	766	651	115	330

Tabla 4.2-6. Momento en la franja del eje A'.

Sección	M _{Total} (kg-m)	$\frac{L_2}{L_1}$	$\frac{\alpha_1 L_2}{L_1}$	β_t	%	M franja colum.	M. viga	M.Losa franja colum.	M franja centr al
M ₁₋₂ (-)	455	0.83	3.98	1.53	87.82	400	340	60	55
M ₁₋₂ (+)	1,622	0.83	3.98		69.90	1,134	963	170	488
M ₂₋₁ (-)	1,991	0.83	3.98		69.90	1,392	1,183	209	599
M ₂₋₃ (-)	1,849	0.83	3.98		69.90	1,293	1,099	194	557
M ₁₋₂ (+)	996	0.83	3.98		69.90	696	592	104	300
M ₃₋₂ (-)	1,849	0.83	3.98		69.90	1,293	1,099	194	557
M ₅₋₄ (-)	455	0.83	3.98		69.90	318	270	48	137
M ₅₋₄ (+)	1,622	0.83	3.98		69.90	1,134	963	170	488
M ₄₋₅ (-)	1,991	0.83	3.98		69.90	1,392	1,183	209	599

Tabla 4.2-7. Momento en la franja del eje B.

Sección	M _{Total} (kg-m)	$\frac{L_2}{L_1}$	$\frac{\alpha_1 L_2}{L_1}$	β_t	%	M franja colum.	M. viga	M.Losa franja colum.	M franja centr al
M ₁₋₂ (-)	375	0.83	3.98	1.53	87.82	329	280	49	46
M ₁₋₂ (+)	1,335	0.83	3.98		69.90	933	793	140	402
M ₂₋₁ (-)	1,640	0.83	3.98		69.90	1,146	974	172	494
M ₂₋₃ (-)	1,849	0.83	3.98		69.90	1,293	1,099	194	557
M ₁₋₂ (+)	996	0.83	3.98		69.90	696	592	104	300
M ₃₋₂ (-)	1,849	0.83	3.98		69.90	1,293	1,099	194	557
M ₅₋₄ (-)	455	0.83	3.98		69.90	318	270	48	137
M ₅₋₄ (+)	1,622	0.83	3.98		69.90	1,134	963	170	488
M ₄₋₅ (-)	1,991	0.83	3.98		69.90	1,392	1,183	209	599

Tabla 4.2-8. Momento en la franja del eje B'.

Sección	M _{Total} (kg-m)	$\frac{L_2}{L_1}$	$\frac{\alpha_1 L_2}{L_1}$	β_t	%	M franja colum.	M. viga	M.Losa franja colum.	M franja centr al
M ₁₋₂ (-)	250	0.83	6.14	1.53	87.82	220	187	33	30
M ₁₋₂ (+)	892	0.83	6.14		69.90	623	530	94	268

M ₂₋₁ (-)	1,095	0.83	6.14		69.90	766	651	115	330
M ₂₋₃ (-)	1,017	0.83	6.14		69.90	711	604	107	306
M ₁₋₂ (+)	548	0.83	6.14		69.90	383	325	57	165
M ₃₋₂ (-)	1,017	0.83	6.14		69.90	711	604	107	306
M ₅₋₄ (-)	250	0.83	6.14		69.90	175	149	26	75
M ₅₋₄ (+)	892	0.83	6.14		69.90	623	530	94	268
M ₄₋₅ (-)	1,095	0.83	6.14		69.90	766	651	115	330

Tabla 4.2-9. Momento en la franja del eje 1.

Sección	M _{Total} (kg-m)	$\frac{L_2}{L_1}$	$\frac{\alpha_1 L_2}{L_1}$	β_t	%	M franja colum.	M. viga	M.Losa franja colum.	M franja centr al
M _{A-A} (-)	179	1.20	7.49	1.28	84.50	151	129	23	28
M _{A-A} (+)	638	1.20	7.49		69.00	440	374	66	198
M _{A'-A} (-)	783	1.20	7.49		69.00	540	459	81	243
M _{A'-B} (-)	727	1.20	7.49		69.00	502	426	75	225
M _{A'-B} (+)	392	1.20	7.49		69.00	270	230	41	121
M _{B-A} (-)	727	1.20	7.49		69.00	502	426	75	225
M _{B-B} (-)	179	1.20	7.49		69.00	123	105	19	55
M _{B'-B} (+)	638	1.20	7.49		69.00	440	374	66	198
M _{B-B} (-)	783	1.20	7.49		69.00	540	459	81	243

Tabla 4.2-10. Momento en la franja de los ejes 2,3 y 4.

Sección	M _{Total} (kg-m)	$\frac{L_2}{L_1}$	$\frac{\alpha_1 L_2}{L_1}$	β_t	%	M franja colum.	M. viga	M.Losa franja colum.	M franja centr al
M _{A-A} (-)	363	1.20	4.77	1.28	84.50	306	260	46	56
M _{A-A} (+)	1,292	1.20	4.77		69.00	891	758	134	401
M _{A'-A} (-)	1,587	1.20	4.77		69.00	1,095	931	164	492
M _{A'-B} (-)	1,473	1.20	4.77		69.00	1,017	864	152	457
M _{A'-B} (+)	793	1.20	4.77		69.00	547	465	82	246
M _{B-A} (-)	1,473	1.20	4.77		69.00	1,017	864	152	457
M _{B-B} (-)	363	1.20	4.77		69.00	250	213	38	112
M _{B'-B} (+)	1,292	1.20	4.77		69.00	891	758	134	401
M _{B-B} (-)	1,587	1.20	4.77		69.00	1,095	931	164	492

Tabla 4.2-11. Momento en la franja del eje 5.

Sección	M _{Total} (kg-m)	$\frac{L_2}{L_1}$	$\frac{\alpha_1 L_2}{L_1}$	β_t	%	M franja colum.	M. viga	M.Losa franja colum.	M franja centr al
M _{A-A'(-)}	196	1.20	7.49	1.28	84.50	166	141	25	30
M _{A-A'(+)}	700	1.20	7.49		69.00	483	410	72	217
M _{A'-A(-)}	859	1.20	7.49		69.00	593	504	89	266
M _{A'-B(-)}	798	1.20	7.49		69.00	551	468	83	247
M _{A'-B(+)}	430	1.20	7.49		69.00	296	252	44	133
M _{B-A'(-)}	798	1.20	7.49		69.00	551	468	83	247
M _{B-B(-)}	196	1.20	7.49		69.00	136	115	20	61
M _{B-B(+)}	700	1.20	7.49		69.00	483	410	72	217
M _{B-B'(-)}	859	1.20	7.49		69.00	593	504	89	266

4.2.6. Cálculo del refuerzo para la losa.

Tabla 4.2-12. Losa en franja de columnas del eje A:

Sección	M (kg-cm)	ρ	A _s cm ²	Cantidad de barras # 3	Separación cm
M ₁₋₂₍₋₎	3,015	0.00041	0,813	1	25
M ₁₋₂₍₊₎	8,555	0.00117	0,813	1	25
M ₂₋₁₍₋₎	10,507	0.00143	0,813	1	25
M ₂₋₃₍₋₎	11,849	0.00162	0,813	1	25
M ₂₋₃₍₊₎	6,380	0.00087	0,813	1	25
M ₃₋₂₍₋₎	11,849	0.00162	0,813	1	25
M ₅₋₄₍₋₎	2,917	0.00040	0,813	1	25
M ₅₋₄₍₊₎	10,390	0.00142	0,813	1	25
M ₄₋₅₍₋₎	12,760	0.00175	0,813	1	25

$\rho_{min}=0.002$ Cap. 7.12.2.1 del ACI 318-05

Cuando la cuantía real calculada es menor que la cuantía mínima. El área del acero real será calculada utilizando esta cuantía mínima de 0.002.

$A_{Sreal}=\rho_{min} b d$. solo cuando la cuantía real es menor que la mínima $\rho < \rho_{min}$.

b= es ¼ del claro.

d= recubrimiento de la losa.

$$A_{\text{real}} = (0.002) \left(\frac{250}{4} \right) (6.5) = 0.8125 \text{ cm}^2$$

El espaciamiento del refuerzo en las secciones críticas no debe exceder de 2 veces el espesor de la losa, excepto para aquellas porciones de la superficie de la losa nervadas o celulares. (Sección 13.3.2 del reglamento ACI 318-08.)

$$S_{\text{max}} = 2h \text{ Cap. 13.3.2 del ACI 318-05}$$

$$S_{\text{max}} = 25 \text{ cm.}$$

Tabla 4.2-13. Franja central del eje A:

Sección	M (kg-cm)	ρ	A_s cm^2	Cantidad de barras numero 3	Separación cm
$M_{1-2}(-)$	2,788	0.00038	0,813	1	25
$M_{1-2}(+)$	24,560	0.00340	1,381	2	25
$M_{2-1}(-)$	30,162	0.00420	1,705	2	25
$M_{2-3}(-)$	34,015	0.00475	1,930	3	23
$M_{2-3}(+)$	18,316	0.00252	1,024	1	25
$M_{3-2}(-)$	34,015	0.00475	1,930	3	23
$M_{5-4}(-)$	8,373	0.00114	0,813	1	25
$M_{5-4}(+)$	29,829	0.00415	1,686	2	25
$M_{4-5}(-)$	36,632	0.00513	2,084	3	21

Las tablas para el diseño de los demás ejes se encuentran en el **Anexo A**.

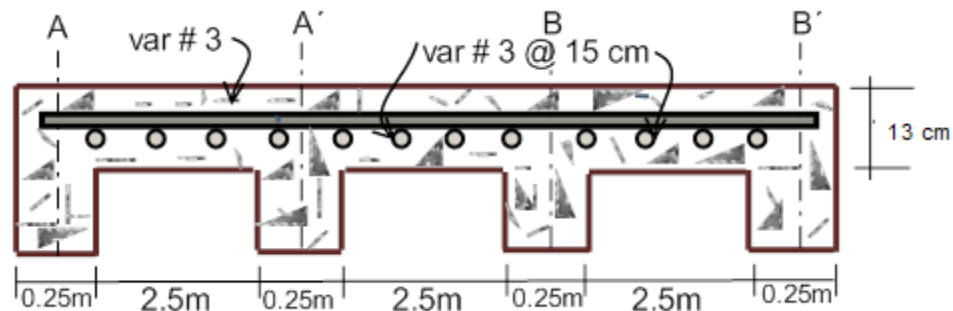


Figura 4.2.10. Armado de la losa para el claro más corto.

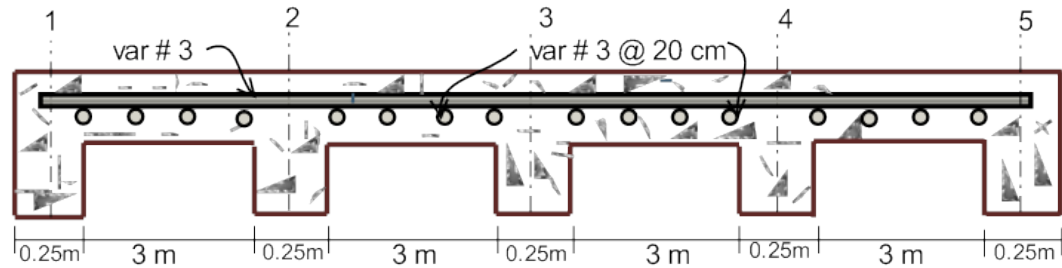


Figura 4.2.11. Armado para el claro más largo.

4.2.7. Diseño de vigas de entrepiso.

El ACI presenta los siguientes criterios:

- a) $\frac{1}{4}$ de la longitud del claro de la viga: $< \frac{1}{4}$.

$$\frac{1}{4} 300 \text{ cm} = 75 \text{ cm}$$

- b) 8 veces el peralte de la losa en voladizo a cada lado del alma; esto equivalente a $16h_f + b_w$

$$(16)(13) + (25) = 233 \text{ cm}$$

- c) La separación entre nervaduras de centro a centro.

$$\frac{1}{2} 250 \text{ cm} = 125 \text{ cm}$$

El ancho "b" del patín será el menor de los 3 valores anteriores.

$$b = 75 \text{ cm}$$

$$b_w = 25 \text{ cm}$$

$$h_f = 13 \text{ cm}$$

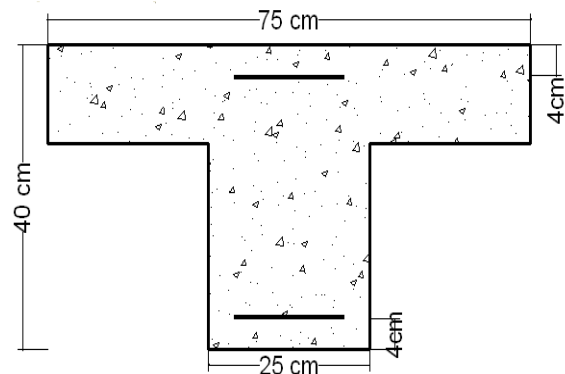
$$h = 40 \text{ cm}$$

$$d' = 4 \text{ cm}$$

$$d = 36 \text{ cm}$$

$$f_y = 2,800 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$



a) Cálculo de la cuantía mínima.

$$\rho_{\min} = 14 / f_y$$

$$\rho_{\min} = 14 / 2,800 = 0.005$$

$$\text{Área de acero mínimo} = \rho_{\min} b.d$$

$$A_{\min} = (0.005)(25)(36) = 4.5 \text{ cm}^2$$

Se propuso barra No. 4.

$$\text{Área de la barra} = 1.27 \text{ cm}^2$$

Cantidad de varillas:

4 barras No. 4 separadas a cada 4 cm.

Cálculo del área del acero real

$$\text{Área del acero real} = (1.27)(4) = 5.08 \text{ cm}^2$$

b) Cálculo de acero utilizando los momentos positivos y negativos.

$$A_s = \frac{M_u}{0.9 f_y (0.9 d)}$$

Momentos actuantes obtenidos del SAP 2000.

$$M_u (+) = 898 \text{ kg-m (CU2 = 1.2CM + 1.6CV)}$$

$$A_s = \frac{898}{0.9(2800)(0.9(36))} = 1.10 \text{ cm}^2$$

$$M_u (-) = 1,655.75 \text{ kg-m (CU2 = 1.2CM + 1.6CV)}$$

$$A_s = \frac{1,655.75}{0.9(2800)(0.9(36))} = 2.03 \text{ cm}^2$$

Debido a que el área del acero calculado por los momentos actuantes positivos y negativos son menores que los calculados por la cuantía mínima; se utilizará el acero mínimo para el diseño del armado longitudinal calculado de 4 varillas No 4 a cada 4 cm.

c) Aplicación del método de tanteo para el cálculo del momento resistente.

Proponiendo c.

$$c = 2.5 \text{ cm}$$

$$a = \beta_1 c$$

$$\beta_1 = 0.85$$

$$a = 2.12 \text{ cm}$$

Cálculo de la compresión.

$$C = (0.85 f'_c) ab$$

$$C = 28,448 \text{ kg}$$

Cálculo de la tensión.

$$T = A_s f_y$$

$$T_1 = 14,224 \text{ kg}$$

$$T_2 = 14,224 \text{ kg}$$

$$T_{\text{total}} = 28448 \text{ kg.}$$

Momento resistente:

$$M_n = (C \cdot \text{brazo}) + (T_1 \cdot \text{brazo}) + (T_2 \cdot \text{brazo})$$

$$M_n = 993,902 \text{ kg-cm}$$

Momento de diseño:

$$\phi M_n = 0.9(993,902) = 894,511.8 \text{ kg-cm}$$

$$\phi M_n > M_u$$

El cálculo del momento de diseño es mayor que el del momento actuante por lo tanto el área del acero es correcto.

d) Diseño por cortante.

$$V_u = 2,877.58 \text{ kg obtenido del SAP 2000, combinación 2 CU2} = 1.2\text{CM} + 1.6\text{CV}$$

Longitud del claro: 270 cm

Longitud efectiva: 240m

1. Fuerza cortante factorizada a una distancia d.

$V_U = 2,493.90$ kg. Cortante obtenidos del SAP 2000, combinación 2
($CU2=1.2CM+1.6CV$)

2. Fuerza cortante proporcionada por el concreto ACI 318-08 cap. 11

$$V_c = 0.53 \sqrt{f_c} b \cdot d$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{210} (25) (36)$$

$$V_c = 5,184 \text{ kg}$$

$\phi = 0.75$. Factor de reducción **ACI 318-08 capítulo 9**

3. Fuerza cortante mayorada:

$$\phi V_n = \frac{V_U}{\phi}$$

$$\phi V_n = \frac{2,431.39}{0.75} = 3,241.85 \text{ kg}$$

Como la fuerza cortante proporcionada por el concreto es mayor que la fuerza cortante mayorada la sección no requiere estribos.

Área de acero mínima proporcionada por el ACI 318-08 capítulo 11.5.6.3.

Barra número 2, área del refuerzo transversal = 0.317 cm^2 .

Área del acero total = 2 veces el Área transversal del acero = 0.633 cm^2 .

Donde la separación mínima es de 5 cm. Y la separación máxima no debe exceder de $d/2 = 18 \text{ cm}$.

Por lo tanto se dejaron los primeros 8 a cada 5 cm el resto a 18 cm. Ver detalle de armado en Anexo B.

4.3. Columnas

4.3.1. Diseño de columnas cortas.

4.3.1.1. Resistencia de columnas cargadas excéntricamente: carga axial y flexión.

Todas las columnas se ven sometidas a cierta flexión y fuerza axial y es necesario diseñarlas para que resistan ambas sollicitaciones. Las columnas se flexionan bajo acciones de momentos y estos tienden a producir compresión de un lado de las columnas y tensión del otro dependiendo de las magnitudes de los momentos y las cargas axiales.

Para el diseño de columnas cargadas excéntricamente se utilizan los mismos principios usados para el diseño de vigas como es el diagrama de deformaciones, los esfuerzos y fuerzas.

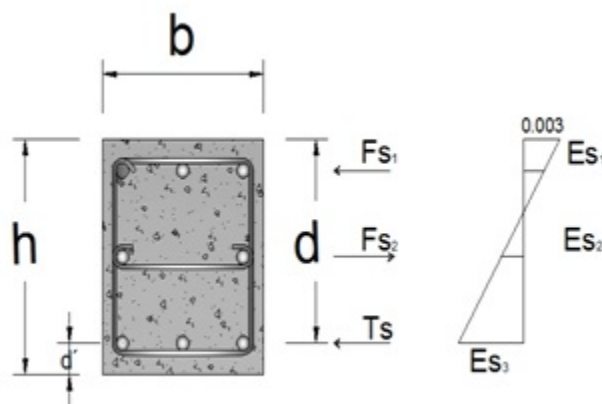


Figura 4.3.1. Diagrama de deformaciones, esfuerzos y fuerzas que se utilizan para el diseño de columnas.

Donde:

Compresión proporcionada por el concreto.

$$C_c = 0.85 f'_c b \cdot a$$

Compresión proporcionada por el acero.

$$C_s = A'_s f'_s$$

Tensión proporcionada por el acero.

$$T_s = A_s f_s$$

Carga axial máxima.

$$P_n = (0.85f'_c b \cdot a) + C_s + T_s$$

Momento resistente.

$$M_n = P_n e = C_c \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + C_s \left(\frac{h}{2} - d' \right) + T_s \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

P_n = Fuerza nominal en kg

e = Excentricidad.

h = Altura de la sección.

d' = Recubrimiento.

d = Peralte efectivo.

b = el ancho de la sección.

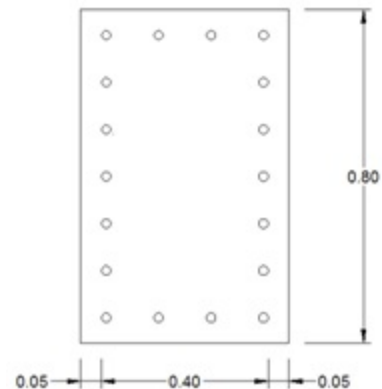
a = profundidad del bloque a compresión.

Para el diseño de las columnas del auditorio se propuso una columna de las siguientes dimensiones: $h=80$ cm, $b=50$ cm, $d'=5$ cm, $d=80-5=75$ cm.

La carga axial, momento y cortantes son obtenidos del SAP 2000 columna C-1 eje A, ver plano en Anexo B combinación 10= 1.2CM+CV-0.3SX-SY.

$M_u=17,375.35$ kg-m, $P_u=19,256.96$ kg,

$V_u= 3,195.14$ kg.



Excentricidad actuante

$$e_u = M_u / P_u = 17,375.35 \text{ kg-m} / 19,256.96 \text{ kg} = 0.90 \text{ m}$$

$A_{s \text{ total}} = 59.54 \text{ cm}^2$ área de acero propuesta.

Distribuido en siete paquetes de barras No.6 en toda la columna.

$$A_{s1} = 15.52 \text{ cm}^2, A_{s2} = 5.70 \text{ cm}^2, A_{s3} = 5.70 \text{ cm}^2, A_{s4} = 5.70 \text{ cm}^2, A_{s5} = 5.70 \text{ cm}^2, A_{s6} = 5.70 \text{ cm}^2, A_{s7} = 15.52 \text{ cm}^2$$

Modulo de elasticidad del acero.

$$E = 2,030,000 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia del acero de refuerzo longitudinal.

$$f_y = 2,800 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia del concreto.

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

Altura de la columna es de 2.7m.

Cálculo de la relación de esbeltez a través de la ecuación $kl/r \geq 22$ para conocer si la columna se analizará como una columna corta o esbelta.

$$r = 0.3 \cdot h = 0.3 \cdot 80 = 24 \text{ cm}, (1)(270)/24 = 11.25$$

Si $11.25 < 22$ por lo tanto se considera una columna corta.

Deformación unitaria del concreto.

$$\epsilon_c = 0.003$$

Deformación unitaria del acero.

$$\epsilon_y = f_y/E_s = 2,800/2,030,000 = 0.0014$$

4.3.1.2. Procedimiento de tanteos para el diseño de columnas cortas.

1. Se propone un valor para la distancia c con respecto al eje neutro.
 c igual a **15.70** cm.

El factor $\beta = 0.85$ para un $f'_c \leq 300 \text{ kg/cm}^2$ de acuerdo con el ACI 318-08.

$$a = \beta \cdot c = (0.85)(15.70) = 13.35 \text{ cm.}$$

Si $\epsilon_s \geq \epsilon_y$ el acero fluye. Y $f_s = f_y$ si no entonces $f_s = \epsilon_s \cdot E_s$

$$\epsilon_s = \frac{\epsilon_c(c-d)}{c} = \frac{(0.003)(15.70-75)}{15.70} = 0.00204 \quad \epsilon_s \geq \epsilon_y \text{ fluye } f_s = f_y$$

2. Se realiza el cálculo de los esfuerzos proporcionados por el acero y las fuerzas que proporciona el acero y concreto.

Si $0.00204 \geq 0.0014$ el acero fluye; entonces $f_{s1} = f_y = 2,800 \text{ kg/cm}^2$,

$f_{s2}=251.81 \text{ kg/cm}^2$, $f_{s3}=2,800 \text{ kg/cm}^2$, $f_{s4}=2,800 \text{ kg/cm}^2$, $f_{s5}=2,800 \text{ kg/cm}^2$,
 $f_{s6}=2,800 \text{ kg/cm}^2$, $f_{s7}=2,800 \text{ kg/cm}^2$.

Fuerzas proporcionadas por el acero.

$F_1=(2,800\text{kg/cm}^2)(15.52\text{cm}^2)=43,456\text{kg}$, $=1,435.32 \text{ kg}$, $F_3=15,960 \text{ kg}$, $F_4=15,960$
 kg , $F_5=15,960 \text{ kg}$, $F_6=15,960 \text{ kg}$, $F_7=43,456 \text{ kg}$.

3. Fuerza proporcionada por el concreto.

$C_c=0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b =(0.85)(210)(15.70)(50)=119,104.13 \text{ kg}$.

4. La capacidad de carga de la columna se cálculo con:

$P_n =C_c+C_s-T_1-T_2-T_3-T_4-T_5-T_6 = 56,699.44 \text{ kg}$ multiplicar por 0.65

$\phi = 0.65$

$\phi P_n=(0.65)(56,699.44)=36,854.64\text{kg}$

$\phi P_n=36,854.64\text{kg} > P_u=19,256.96 \text{ kg}$, $\phi P_n > P_u$ **OK por lo tanto la columna es capaz resistir la carga axial que se le está sometiendo.**

5. Momento nominal calculado con la ecuación sig:

$M_n=P_n e=C_c (h/2-a/2) + C_s (h/2-d') + T_s (d-h/2)$, **Ecuación 3.4.2**

$M_n=37,032.93 \text{ kg-m} > M_u=15,183.78 \text{ kg-m}$

$\phi=0.9$ Multiplicar por 0.9

$\phi M_n=(0.9)(37,032.93)= 33,329.64 \text{ kg-m} > 17,375.35 \text{ kg-m}$

Luego se calcula la excentricidad correspondiente a la carga calculada P_n hasta lograr $e_n=e_u$ que donde la excentricidad $e_n=P_n/M_n$.

$e_n = M_n / P_n = 33,329.64 \text{ kg-m} / 36,854.64\text{kg} = 0.90 \text{ m}$

Como $e_n = e_u$ **OK.**

6. Revisión de acero mínimo longitudinal. Según ACI 318-08 capítulo 10.9.

Donde establece que los límites deben de estar en un rango, mayor o igual a **0.01** del área de la sección transversal y menor o igual que **0.08** del área de la sección transversal esto con el fin de evitar congestionamiento del acero e impedir la libre circulación a la hora de colar el concreto.

$$A_{s\min} = 0.010 \cdot A_g = (0.010)(50)(80) = 40 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\max} = 0.08 \cdot A_g = (0.080)(50)(80) = 320 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{susada}} = 59.54 \text{ cm}^2 > A_{s\min} = 40 \text{ cm}^2 \quad \text{OK}$$

$$A_{\text{susada}} = 59.54 \text{ cm}^2 < A_{s\max} = 320 \text{ cm}^2 \quad \text{OK}$$

Diámetro propuesto barra No. 6

No. Barras= 18 barras

$$\text{Separación} = \left[\left((80 - (2)(5)) - ((7)(1.91)) \right) \right] / (7 - 1) = 9.44 \text{ cm} > 1.5 \text{ db}$$

$$\text{Separación} = 9.78 \text{ cm} > 1.5 \text{ db} \quad \text{OK (ACI 318-08 cap. 7.6.3)}$$

$$A_{\text{susada}} > A_{s\min}, \quad \text{OK}$$

$$\rho_{\text{usada}} = 59.54 / (50)(75) = 0.0159$$

De acuerdo con el ACI 318-08 capítulo 10.9 y el RNC-07 título VIII, Capítulo II, inciso **r)** las cuantía máxima no debe de ser mayor a $0.08A_g$, ni menor que $0.01A_g$. Esto con el fin de evitar congestionamiento del concreto a la hora del colado

$$\rho_{\min} < \rho_{\text{usada}} < \rho_{\max} \quad \text{Por lo tanto} \quad \text{OK}$$

7. Revisión por cortante.

El ACI 318-08 en su capítulo 11 da a conocer sus disposiciones para cortante en elementos de concreto reforzado en el cual demuestra que el diseño de secciones transversales sometidas a cortante debe de estar basado en que la fuerza cortante mayorada $\phi V_n \geq V_u$ de modo que la falla producida por esta fuerza se presenta a una distancia d medida de la cara de apoyo donde:

$$V_n = V_c + V_s$$

Ecuación 3.3.11

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

Ecuación 3.3.12

f'_c = Resistencia del concreto kg/cm^2

b = ancho de la sección.

d = peralte efectivo.

V_n = Fuerza cortante resistente.

V_c = Es la resistencia nominal al corte proporcionado por el concreto.

V_s = La resistencia nominal al cortante proporcionada por el refuerzo transversal o el producto de la resta de $V_n - V_c$.

Se debe de diseñar para que $\phi V_n \geq V_u$ Ecuación 3.3.13 donde $\phi = 0.75$.

8. Revisión por cortante.

$V_u = 3,195.14$ kg cortante obtenido del SAP 2000 columna C-1 eje A combinación 1.2CM+CV-SY-0.3SX.

Altura de columna = 270 cm

Fuerza cortante factorizada a una distancia d .

$$V_u = (270 - 75) / 75 (3,195.14) = 2,304.60 \text{ kg.}$$

9. Fuerza proporcionada por el concreto de acuerdo con el ACI 318-08 capitulo 11 debe de ser igual a

$$V_c = 0.53 (\sqrt{210}) (40) (75) = 28,801.61 \text{ kg}$$

$$\phi V_c = (0.75)(28,801.61) = 21,601.21 \text{ kg}$$

10. Fuerza cortante mayorada $V_n = V_u / \phi$

$\phi = 0.75$ de acuerdo con el ACI 318-08 capitulo 9.3.2.3 factor de reducción para cortante y torsión.

$$V_n = 2,304.60 / 0.75 = 3,076.8 \text{ kg}$$

Fuerza proporcionada el acero de refuerzo transversal.

$$V_s = 21,601.21 - 3,076.8 = 18,524.4 \text{ kg.}$$

Si $V_n > V_c$ la sección requiere estribos. De acuerdo con ACI 318-08 cap.11.

Como $V_n = 3,076.8 \text{ kg} < V_c = 18,524.4 \text{ kg}$ **la sección no requiere estribos.**

Área de acero mínimo recomendado por el ACI 318-08 cap. 11.5.6.3

$$A_{v \min} = 0.2 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{b_w s}{f_{yt}} \text{ pero nunca menor que } \frac{3.5 b_w s}{f_y} \quad \text{Ecuación 3.3.14}$$

$$A_{v \min} = 0.26 \text{ y } \frac{3.5 b_w s}{f_y} = 0.3125 \text{ por lo tanto se propone usar estribos No. 3}$$

$$A_t = 0.713 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2 \cdot 0.713 \text{ cm}^2 = 1.425 \text{ cm}^2$$

11. Separación del refuerzo transversal.

Para elementos sometidos a compresión los estribos deben de ir separados de acuerdo con los requisitos del ACI 318-08 en su capítulo 7.10.5 a una distancia:

$$48 \text{ veces el diámetro del estribo} = (48)(0.635) = 30.48 \text{ cm.}$$

$$16 \text{ veces el diámetro de la varilla longitudinal} = (16)(1.905) = 30.48 \text{ cm.}$$

La menor dimensión del elementos sometido a compresión = 50 cm

Primeros 8 #3 @ 10cm resto @ 30cm como máximo ver planos en anexo D.

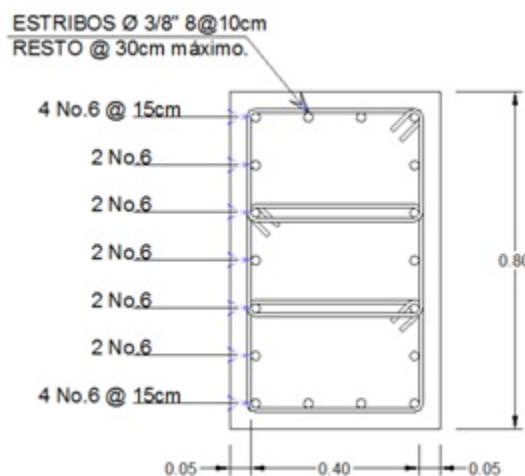


Figura 4.3.2. Diseño final de columnas C-1.

4.4. Cimentaciones

4.4.1. Tipos de zapatas.

Entre las diversas zapatas de concreto reforzado de uso común se cuenta: las zapatas corridas para muros, las zapatas aisladas, zapatas combinadas, losas de cimentación y por zapatas apoyadas sobre pilotes. Para el caso de nuestra edificación se estará empleando zapatas cuadrada aisladas.

4.4.2. Diseño de zapatas aisladas.

Las cargas utilizadas para el diseño de la zapata fueron tomadas del SAP.2000 obteniendo los siguientes datos:

$P_u=9,697$ kg. Columnas eje B. CM-0.21SX-0.7SY

$V_u= 4,289.95$ kg. Columna eje B. CM-0.21SX-0.7SY

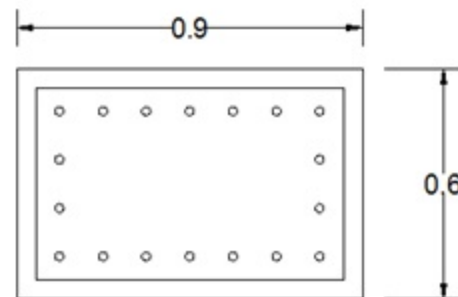
$M_u= -15,472.11$ kg-m. Columna eje B. CM-0.21SX-0.7SY

Dimensiones del pedestal.

$b_o=0.60$ m

$l_c=0.90$ m

$d'=0.08$ m



Resistencia de los materiales.

$f'_c= 210\text{kg/m}^2$

$f_y= 2,800\text{kg/m}^2$

Pesos volumétricos del concreto y suelos húmedos.

$\gamma_{\text{concreto}}=2,400\text{kg/m}^3$

$\gamma_{\text{suelo}}=1,600\text{kg/m}^3$

Capacidad admisible de los suelos arcillosos se considero de 15000 kg/m^2 debido a que no se contaba con un estudio de suelo.

$q_a=15,000\text{kg/m}^2$ para suelos arcillosos.

1. Predimensionamiento de la zapata.

$$\text{Área de la zapata} = A_{\text{zapata}} = P_u / q_a$$

$$A_{\text{zapata}} = 9,697 / 15,000 = 0.65 \text{ m}^2$$

$$B = \sqrt{0.65} = 0.8 \text{ m}$$

Dimensiones de la zapata.

Ancho de la zapata. $B = 2.0 \text{ m}$

Largo de la zapata. $L = 2.0 \text{ m}$

Nivel de desplante. $ND = 2 \text{ m}$ de acuerdo con el libro de Mecánica de suelo de Crespo Villalaz se considera un desplante menor o igual que B .

Espesor mínimo para zapatas recomendado por el ACI 318-08 capítulo 15.7 debe de ser de 15cm como mínimo.

Espeso de zapata. $H = 0.40 \text{ m}$

Peralte efectivo. $d = 0.40 - 0.08 = 0.32 \text{ m}$

$$A_{\text{propuesta}} = 4.0 \text{ m}^2 > 0.9 \text{ m}^2 A_{\text{requerida}} \quad \text{OK}$$

2. Cálculo del peso de la zapata.

$$\text{Peso de la retorta} = \gamma_{\text{concreto}} \cdot A_{\text{propuesta}} \cdot H = (2,400)(4)(0.4) = 3,840.00 \text{ kg}$$

$$\text{Peso del pedestal} = \gamma_{\text{concreto}} \cdot b \cdot l \cdot ND = (2,400)(0.6)(0.9)(2) = 2,880 \text{ kg}$$

$$\text{Peso del suelo} = \gamma_{\text{suelo}}((A_{\text{prop}} \cdot H) - (H \cdot b \cdot l))$$

$$(1,600)(4)(0.40) - (0.40)(0.50)(0.90) = 8,857.60 \text{ kg.}$$

Peso total de zapata es igual a la suma de todos los pesos anteriores mas la carga actuante $P_u = 3,840 + 2,880 + 8,857.60 + 9,697 = 25,274.6 \text{ kg}$.

3. Cálculo del momento de vuelco.

$$M_v = V \cdot ND = (4,289.95)(2) = 8,579.9 \text{ kg-m}$$

$$M_{\text{total}} = M_v + M_u = 8,579.9 - 15,472.11 = -8,942.79 \text{ kg-m (debido a que los momentos su sentido es opuestos estos se restan).}$$

Cálculo de la excentricidad.

$$e = M_{\text{total}} / P_t = -8,942.79 / -25,274.6 = 0.20 \text{ m}$$

4. Revisión de las condiciones.

Para la obtención de las presiones ejercidas por debajo de la zapata es necesario revisar tres condiciones que permiten mostrar como quedara distribuida las presiones en el suelo donde se cimentará.

El primer paso es obtener la relación $L/6 = 2\text{m}/6 = 0.33 \text{ m}$.

a) Primera condición que $e=0$ NO CUMPLE.

$$W = P/B \cdot L$$

b) Segunda condición $e \leq L/6$. OK

Por lo tanto cumple, entonces las presiones se distribuyen de forma de un trapecio. Estas se calculan con las siguientes ecuaciones. $L/6 = 0.33\text{m}$

$$\sigma_{\text{máx}} = P/A(1 + 6 \cdot e/L) \leq q_a$$

$$\sigma_{\text{min}} = P/A(1 - 6 \cdot e/L) \geq 0$$

c) Tercera condición. $e \geq L/6$. NO CUMPLE.

$$q_{\text{máx}} = 2P_u / (3 \cdot b \cdot m).$$

Como se cumple que $e \leq L/6$ se utilizará la segunda condición para el cálculo de las presiones transmitidas al suelo.

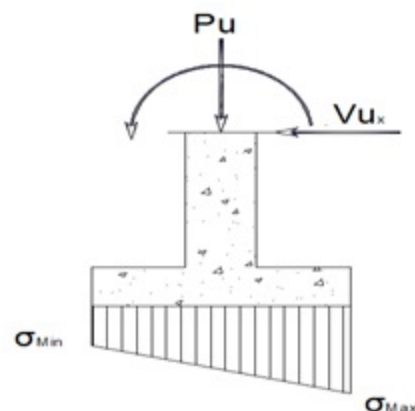
5. Cálculo de los esfuerzos máximo y mínimo.

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{25,274.6}{(2)(2)} \left(1 + \left(6 \cdot \frac{0.20}{2} \right) \right) = 3,857.57 \text{ kg/m}^2$$

$$\leq 15,000 \text{ kg/m}^2 \quad \text{OK.}$$

$$\sigma_{\text{min}} = \frac{25,274.6}{(2)(2)} \left(1 - \left(6 \cdot \frac{0.20}{2} \right) \right) = 990.93 \text{ kg/m}^2 \geq$$

$$0 \quad \text{OK.}$$



6. Cálculo del perímetro de corte.

$$b_o = 2 \cdot (d + b_c) + 2 \cdot (d + l_c)$$

d= peralte efectivo de la zapata.

b_c= ancho del pedestal.

l_c= longitud del pedestal.

$$b_o = 2 \cdot (0.32 + 0.6) + 2 \cdot (0.32 + 0.9) = 4.28 \text{ m}$$

7. Cálculo de la presión de apoyo.

$$q_u = P_t / A = 25,274.6 / 4 = 6,318.65 \text{ kg/m}^2$$

8. Fuerza cortante aplicada acción en una dirección.

$$V_u = m \cdot H \cdot q_{\text{máx}}$$

$$m = ((L - l_c) / 2) - d = 0.38 \text{ m}$$

L=longitud de la zapata.

B= ancho de la zapata.

l_c=longitud del pedestal.

d=peralte efectivo de la zapata.

b_c= base del pedestal.

q_{máx}= esfuerzo máximo kg/m²

$$m = \left(\frac{2 - 0.6}{2} \right) - 0.32 = 0.38 \text{ m}$$

$$n = ((B - l_c) / 2) - d$$

$$n = \left(\frac{2 - 0.9}{2} \right) - 0.32 = 0.23 \text{ m}$$

$$\text{Área de corte} = m \cdot H = (0.38)(0.40) = 0.152 \text{ m}^2$$

$$V_u = (0.152)(3,857.57) = 586.35 \text{ kg}$$

9. Capacidad de cortante.

$$\phi V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d$$

f'_c = Resistencia del concreto 210 kg/cm²

b_o = Perímetro de corte.

d = peralte efectivo.

$$\phi V_c \geq V_u$$

$\phi = 0.75$ Resistencia de diseño por cortante de acuerdo al ACI 318-08 capítulo 9

b_o = ancho o largo de la zapata $B = L = 2\text{ m} = 200\text{ cm}$

$$\phi V_c = 0.53(\sqrt{210})(200)(32) = (49,154.74)(0.75) = 34,779.30\text{ kg} \geq 815.85\text{ kg}$$

$\phi V_c \geq V_u$ OK Usar espesor propuesto.

10. Acción en dos direcciones a una distancia $d/2$ de la cara de la columna.

Área por cortante

$$A = A_t - [(b_c + d) \cdot (l_c + d)]$$

A_t = Área total de la zapata m²

b_c = ancho del pedestal

l_c = largo del pedestal

d = peralte efectivo.

$$A = 4 - [(0.6 + 0.32)(0.9 + 0.32)] = 2.88\text{ m}^2$$

11. Cálculo de la fuerza cortante aplicada.

$$V_R = q_u \cdot A$$

q_u = Presión de apoyo kg/m²

A = área por cortante m².

$$V_R = (6,318.65)(2.88) = 18,182.55\text{ kg}.$$

12. Cálculo de la fuerza cortante requerida.

Para el cálculo de la fuerza cortante requerida es necesario calcular primero la relación entre el ancho (b_c) y el largo (l_c) de las dimensiones del pedestal.

$$\beta = l_c / b_c = 0.9 / 0.6 = 1.50$$

Factores de posicionamiento de la carga en la zapata. ACI 318-08.

$\alpha = 40$ para columnas de centro.

30 para columnas de borde.

20 para columnas esquineras.

Se utilizó un factor de posicionamiento de carga de 40 ya que la carga está aplicada en el centro de la zapata.

El ACI 318-08 recomienda en su capítulo 11.12.1.1 para zapatas no preesforzadas V_c debe de ser menor que (11.1, 11.2, 11.3) Se elegirá el menor de todos.

$$V_c = (1 + 2/\beta) \cdot (\sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d / 6)$$

$$V_c = ((\alpha \cdot d / b_o) + 2) \cdot (\sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d / 12)$$

$$V_c = (\sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d / 3)$$

$\phi = 0.75$ Resistencia de diseño por cortante de acuerdo al ACI 318-08 capítulo 9

f'_c = Resistencia del concreto kg/cm^2

b_o = Perímetro de corte = $2 \cdot (d/2 + b_c) + 2 \cdot (d/2 + l_c)$ en cm.

d = peralte efectivo en cm.

$$V_c = \left[1 + \left(\frac{2}{1.5} \right) \right] \left[\sqrt{210} (428) (32) / 6 \right] = 77,184.3 \text{ kg}$$

$$V_c = \left[\left(\frac{(40)(32)}{428} \right) + 2 \right] \left[\sqrt{210} (428) (32) / 12 \right] = 82,542.88 \text{ kg}$$

$$V_c = \frac{\sqrt{210} (428) (32)}{3} = 66,157.97 \text{ kg}$$

$$V_c = \phi V_n = (0.75)(66,157.97) = 49,618.5 \text{ kg}$$

$\phi V_n \geq V_R = 49,618.5 \text{ kg} \geq 18,182.55 \text{ kg}$ por lo tanto la zapata resiste al punzonamiento y el peralte usado es correcto.

13. Diseño por flexión

Las zapatas para columnas representan voladizos que se proyectan hacia afuera desde la cara de la columna, en las dos direcciones y cargadas hacia arriba con la presión del suelo provocando que en el fondo de la zapata se generen fuerzas a tensión.

Es por lo tanto que se les proporcionan acero de refuerzo para contrarrestar dichas fuerza y a si evitar posibles fallas que se generan debido a la flexión.

$$\text{Brazo o palanca} = (L - l_c) / 2 = 0.55 \text{ m}$$

L = longitud de la zapata m.

l_c = longitud de pedestal m..

$$\text{Brazo o palanca} = (2 - 0.9) / 2 = 0.55 \text{ m}$$

$$\text{Momento último} = q_u \cdot B \cdot B_{\text{palanca}}^2 / 2 \text{ para una viga en voladizo.}$$

q_u = carga actuante en la zapata kg/m^2

B = ancho de la zapata m.

B_{palanca} = Brazo o palanca m.

$$\text{Momento último} = (6,318.65)(2)(0.55)^2 / 2 = 1,911.39 \text{ kg-m}$$

Área de acero.

$\phi = 0.9$ Elementos controlados por flexión según ACI 318-08 capítulo 9.3.2.1.

$$A_s = M_u / \phi f_y \cdot 0.9 \cdot d$$

M_u = Momento ultimo kg-cm.

f_y = fluencia del acero 2800 kg/cm^2

d = pérlate efectivo cm.

$$A_s = \frac{(1,911.39)(100)}{(0.9)(0.9)(32)(2800)} = 2.63 \text{ cm}^2$$

Acero mínimo.

$$A_{\min} = 14 \cdot L \cdot d / f_y$$

L=longitud de la zapata cm.

$$A_{\min} = \frac{(14)(200)(32)}{2,800} = 32 \text{ cm}^2$$

Proponiendo barras No. 6

Si el área de acero usado es menor que el área de acero mínima se deberá el área de acero mínimo.

Diámetro de la barra $\phi = 1.91 \text{ cm}$

$$\text{Área} = 2.8502 \text{ cm}^2$$

Cantidad de barra = $A_s/A_b = 11$ barras.

Separación = $L/13 = 18 \text{ cm}$.

Se usará 14 barras No. 6 @ 18 cm de separación como máximo.

Ya que la zapata es de una geometría cuadrada, la distribución del refuerzo para resistir la flexión en su ancho será simétrica.

14. Resistencia al aplastamiento de la zapata de concreto.

La resistencia de diseño por aplastamiento del concreto esta especificado en el capítulo 10.17 de código ACI 318-80 y establece que, cuando el área de apoyo es más ancha que el área cargada en todos los lados, la resistencia al aplastamiento debe de calcularse con la ecuación:

$$\phi P_n = 0.85 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot A_1 \cdot \sqrt{A_2/A_1} \leq 0.85 \phi \cdot f'_c \cdot A_1 \cdot 2$$

$\phi = 0.65$ Factor tomado en el capítulo 9.3.2.4 del ACI 318-08 para aplastamiento en el concreto.

f'_c = resistencia del concreto 210 kg/cm^2

b_c = ancho del pedestal cm.

l_c = largo del pedestal cm.

d = peralte efectivo cm.

$$A_1 = (b_c \cdot l_c) = (60)(90) = 5,400 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = (b_c + d) \cdot (l_c + d) = (60+32)(90+32) = 11,224 \text{ cm}^2$$

Fuerza permisible.

$$P_n = (0.85)(0.65)(210)(5,400)(2) = 1,253,070 \text{ kg}$$

Fuerza permisible de la zapata para resistir transmisión de carga.

$$\phi P_n = (0.85)(0.65)(210)(5,400) \sqrt{11,224/5,400} = 903,279.77 \text{ kg}$$

Se eligió el menor de las dos fuerzas permisible, **903,279.77 kg**

$\phi P_n = 903,279.77 \geq P_u = 25,274.6 \text{ kg}$. La zapata resiste al aplastamiento.

15. Longitud de desarrollo.

En elemento de concreto reforzado es necesario que exista adherencia entre el concreto y las barras de refuerzo de manera que ambos materiales trabajen en forma conjunta. De modo que el ACI 318-08 brinda normas que son de utilidad a la hora del diseño de longitudes de desarrollo a tensión, compresión y empalmes.

Para el cálculo de la longitud de desarrollo se utilizaron las ecuaciones del ACI 318-08 capítulo 12.2.2. Esta nunca debe de ser menor que 30cm.

Longitud de desarrollo a tensión.

$$L_d = (f_y \cdot \Psi_t \cdot \Psi_e / (6.6 \sqrt{f'_c})) \cdot d_b$$

f_y = resistencia del acero $2,800 \text{ kg/cm}^2$.

Ψ_t = Cuando el refuerzo horizontal se coloca más 30cm de concreto fresco debajo de la longitud de desarrollo o un empalme $\Psi_t = 1.3$. Otras situaciones $\Psi_t = 1$.

Ψ_e = Barras o alambres con recubrimiento epóxico con menos de $3d_b$ de recubrimiento, o de separación libre menor de $6d_b$, $\psi_e=1.5$. Para todas las otras barras o alambres con recubrimiento epóxico, $\psi_e=1.2$. Refuerzo sin recubrimiento $\psi_e=1$.

d_b = diámetro de la barra cm.

$$L_d = \left[\frac{(2,800)(1)(1)}{(6.6)(\sqrt{210})} \right] (1.91) = 56\text{cm} \geq 30\text{cm} \quad \text{OK.}$$

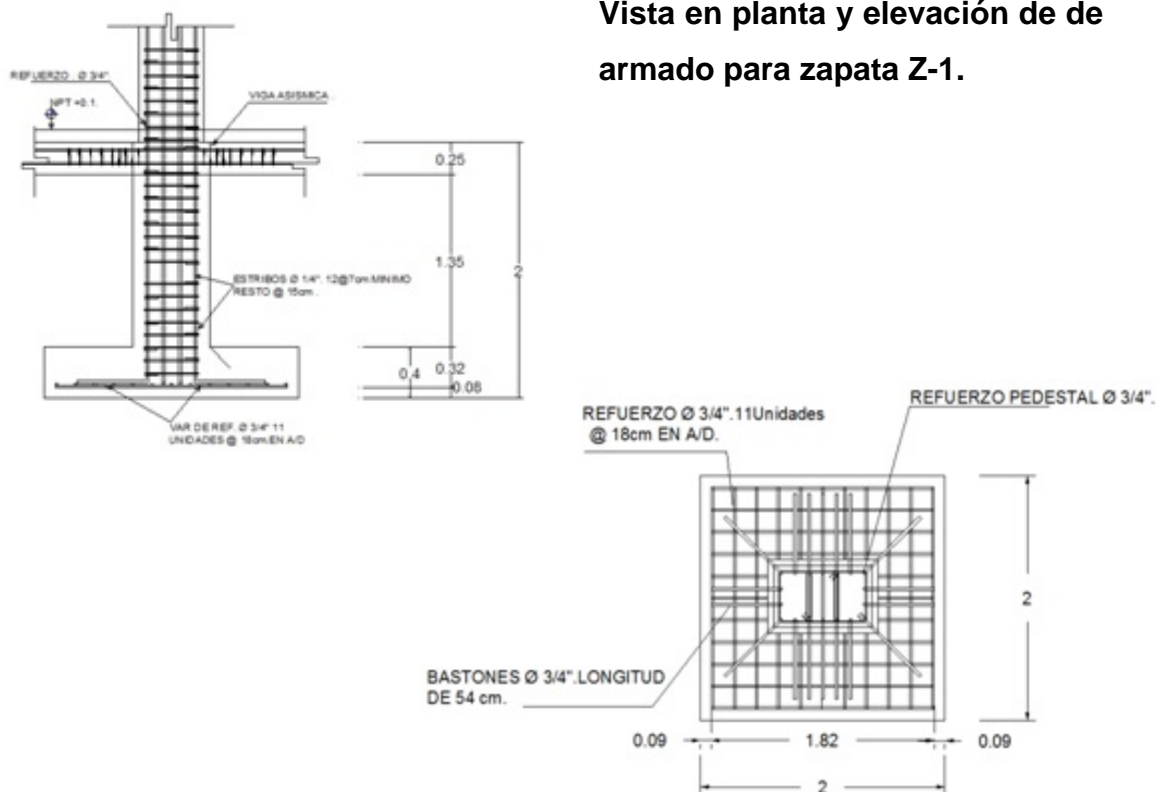
Longitud de desarrollo a compresión. Ecuación ACI 318-08 capítulo 12.3.2. Donde esta longitud nunca debe de ser menor de 20 cm.

$$L_d = 0.075 \cdot f_y \cdot d_b \geq 0.0043 \cdot d_b \cdot f_y$$

$$L_d = (0.075)(2,800)(1.91) = 28\text{cm}$$

$$L_{dmin} = 0.0043 \cdot d_b \cdot f_y = (0.0043)(1.91)(2,800) = 23\text{cm}$$

$$L_d \geq L_{dmin} \quad \text{OK.}$$



4.5. Diseño de viga asísmica.

Para el diseño de la viga asísmica se utilizó la carga muerta para la pared más cargada el cual es el eje 1.

El peso total del eje en análisis es de 3871.368 kg y tiene una distancia de 25m de longitud.

Los datos para el diseño de esta viga se introdujeron al SAP 2000 para conocer los momentos y el cortante.

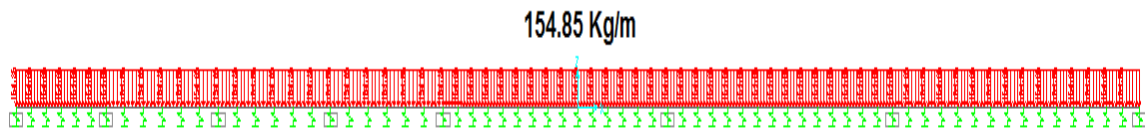


Figura 4.5.1. Idealización de viga asísmica en SAP 2000

Se consideró el tipo de suelo como medio arenoso limoso ya que no se contaba con un estudio de suelo.

Del libro de mecánica de suelo T. William Lambe se obtuvo la ecuación para constante de muelle o rigidez del suelo, se muestra a continuación.

$K = \frac{G}{1-\mu} \beta z (BL)^{0.5}$ Seleccionado de la tabla 15.1 T. William Lambe mecánica de suelo.

K= constante que representa la reacción por unidad de longitud denominada constante de muelle o rigidez del suelo.

G=modulo de Young para partículas redondas compactas 1050 kg/cm^2 . Obtenida de la tabla 12.3 del T. William Lambe.

μ = Es la relación de Poisson del suelo este factor anda oscilando para suelos poco saturados entre 0.4-0.30.

β_z = es el coeficiente de constante elástica para cimentaciones el cual se obtiene con el siguiente relación L/B que a la vez se busca en el grafico que se muestra a continuación. Donde L es igual a distancia de resorte a resorte en la viga asísmica y B el ancho de la viga.

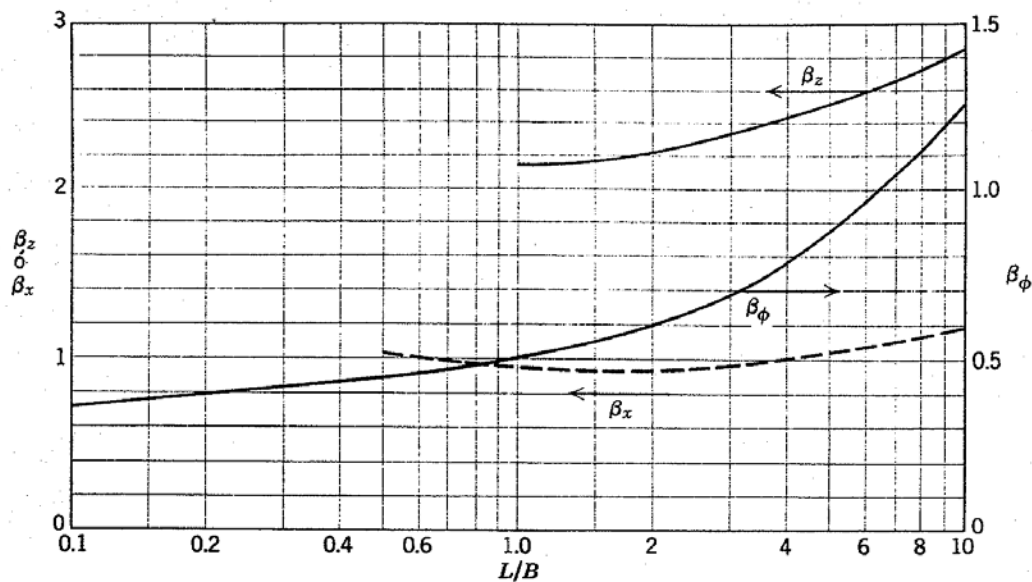


Figura 4.5.2. Gráfico para la obtención de β_z con la relación de L/B

Datos generales utilizados para el diseño de la viga asísmica.

$b = 25\text{cm}$, $H = 25\text{cm}$, $d' = 8\text{cm}$, $d = 17\text{cm}$

$L = 30\text{cm}$, $L/B = 1.2$

$\beta_z = 2.15$, $\mu = 0.35$

$G = 1,050\text{ kg/cm}^2$, $K_z = 95,114.12\text{ kg/cm}$

$M_u (-) = 48,848\text{ kg-cm CE = CM}$

$M_u (+) = 21,188\text{ kg-cm CE = CM}$

$V_u = 599.65\text{ kg CE = CM}$

1. Diseño de viga asísmica por flexión. Momento negativo

$b = 25 \text{ cm}$, $H = 25 \text{ cm}$, $d' = 8 \text{ cm}$, $d = 17 \text{ cm}$

Resistencia del acero $f_y = 2,800 \text{ kg/cm}^2$,

Resistencia del concreto $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

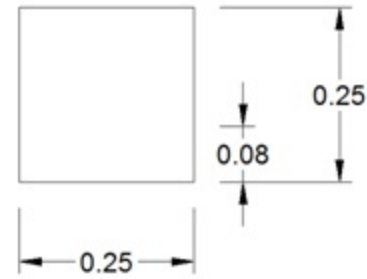
ρ_{\min} = Cuantía mínima.

ρ_{\max} = Cuantía máxima.

ρ_b = Cuantía balanceada.

$\phi = 0.90$

$M_u (-) = 48,848 \text{ kg-cm}$



a) Cálculo del área de acero.

Cálculo de la cuantía mínima de acuerdo al RNC-07 Título VIII Normas mínimas para concreto reforzado inciso **g** en el cual especifica que tanto el refuerzo inferior como superior deberán de consistir de dos barras cuando menos, y el valor mínimo de:

$$\rho_{\min} = \frac{0.8\sqrt{f'_c}}{f_y} = 0.8 \left(\frac{\sqrt{210}}{2,800} \right) = 0.004 \text{ pero no menor que}$$

$$\rho_{\min} = 14/f_y = 14/2,800 = 0.005 \text{ por lo tanto se tomará } 0.005.$$

$$A_{s_{\min}} = \rho_{\min} \cdot B \cdot d = (0.005)(25)(17) = 2.13 \text{ cm}^2.$$

$$a = A_s \cdot f_y / (0.85 f'_c \cdot B) = (2.13)(2,800) / (0.85)(210)(25) = 1.26 \text{ cm}$$

b) Cálculo del momento resistente.

$$M_n = \phi A_s \cdot f_y \cdot (d - a/2) = (0.9)(2.13)(2,800) \left[17 - \left(\frac{1.26}{2} \right) \right] = 87,663.33 \text{ kg-cm.}$$

$\phi M_n \geq M_u (-) = (0.9)(87,663.33) = 78,869.97 \text{ kg-cm} \geq 48,848 \text{ kg-cm}$ por lo tanto nuestra viga es resistente al momento flector.

Número de barras requeridas.

Se propone usar barras número 4.

$$\emptyset = 1.27 \text{ cm.}$$

$$A_b = 1.266 \text{ cm}^2$$

Usar dos barras No 4 en zona de compresión.

$$A_{\text{total}} = (2)(1.266 \text{ cm}^2) = 2.534 \text{ cm}^2$$

La cuantía balanceada para miembros sometido a flexión debe de ser como lo indica en el apéndice B del ACI 318-08.

$$\rho_b = \frac{0.85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c}{f_y} \left(\frac{6,120}{6,120 + f_y} \right)$$

$\beta_1 = 85$ para un $f'_c \leq 300 \text{ kg/cm}^2$ de acuerdo con el ACI 318-08

$$\frac{(0.85)(0.85)(210)}{2,800} \left(\frac{6,120}{6,120 + 2,800} \right) = 0.037$$

Cuantía máxima será el producto de $0.75\rho_b$.

$$\rho_{\text{máxima}} = (0.75)(0.037) = 0.027$$

$$\rho_{\text{usada}} = A_s / (b \cdot d) = (2.534) / (25)(17) = 0.006 > \rho_{\text{min}} = 0.005 \quad \text{OK}$$

2. Diseño de viga asísmica por flexión. Momento positivo

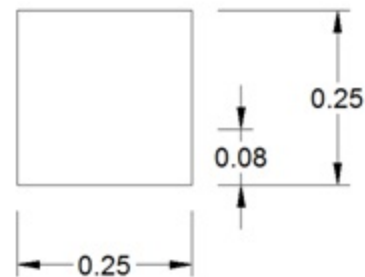
$$M_u (+) = 21,188 \text{ kg-cm}$$

a) Cálculo del área de acero

$$\rho_{\text{min}} = 14 / f_y = 0.005$$

$$A_{s \text{ min}} = \rho_{\text{min}} \cdot b \cdot d = 2.13 \text{ cm}^2.$$

$$a = A_s \cdot f_y / (0.85 f'_c \cdot b) = 1.26 \text{ cm}$$



b) Cálculo del momento resistente.

$$M_n = \emptyset A_s \cdot f_y \cdot (d - a/2) = 51,948.64 \text{ kg-cm}$$

$\emptyset M_n > M_u = (0.9)(51,948.64) = 46,753.776 \text{ kg-cm} > 21,188 \text{ kg-cm}$ OK por lo tanto nuestra viga asísmica es resistente a la flexión.

Área de acero requerido.

Se proponen usar barras No. 4

$$\emptyset_{\text{barra}} = 1.27 \text{ cm}$$

$$A_b = 1.266 \text{ cm}^2$$

Usar 2 barras número 4.

$$A_{\text{total}} = 2 \cdot 1.266 \text{ cm}^2 = 2.534 \text{ cm}^2$$

3. Diseño por cortante de viga asísmica.

$$V_u = 577.489 \text{ kg.}$$

Longitud de claro = 500 cm.

$$\text{Longitud efectiva} = 500 - (2 \cdot 25) = 450 \text{ cm}$$

a) Fuerza cortante factorizada a una distancia d.

$$V_u = V_u \cdot \left(\frac{L_{\text{efect}} - d}{L_{\text{efect}}} \right) = (577.489) \left[\frac{(450 - 17)}{450} \right] = 556.15 \text{ kg}$$

b) Fuerza cortante mayorada.

$$\emptyset V_n \geq V_u$$

$\emptyset = 0.75$ Resistencia de diseño para cortante según el ACI 318-08 capítulo 9.3

$$V_n = (556.15) / 0.75 = 769.33 \text{ kg}$$

c) Fuerza cortante proporcionada por el concreto ACI 318-08 cap. 11

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d = (0.53)(\sqrt{210})(25)(17) = 3,264.183 \text{ kg}$$

$741.53 \text{ kg} < 3,264.18 \text{ kg}$ $V_n > V_c$ la sección no requiere estribos de acuerdo al ACI 318-08 y establece que aunque no requiera estribos se le debe de proporcionar acero de refuerzo transversal mínimo.

d) Cálculo de acero de refuerzo transversal.

Área de acero mínimo recomendado por el ACI 318 capítulo 11.5.6.3.

Proponer estribos #2

Área de acero para refuerzo transversal

Área de barra = 0.317 cm^2

$A_s \text{ total} = 0.633 \text{ cm}^2$

4. Separación mínima.

$S_{\min} = 5 \text{ cm}$

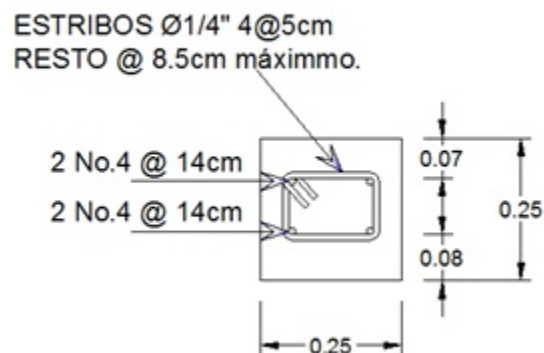
La separación máxima no debe de exceder.

$S_{\max} = 8.5 \text{ cm}$

Peno no mayor que 60 cm.

Primeros 4 @ 5 cm resto 8.5 cm.

Ver en anexo B hoja (21-23) plano de detalles de distribución de refuerzo tanto transversal como longitudinal.



4.6. Normas mínimas para diseño de mampostería confinada. Arto 77. RNC

Las paredes de mampostería confinada deberán cumplir con las siguientes especificaciones mínimas:

I. Vigas y columnas de concreto reforzado

- a) Tendrán como dimensión mínima el espesor del muro con una área no menor de:

$$A_c = \frac{5V}{\sqrt{f'_c}}$$

Donde:

V= fuerza cortante en el paño confinado en Kg

A_c = Área de concreto en cm^2

f'_c = Esfuerzo de compresión del concreto, 210 Kg/ cm^2

$$A_{c-1-Eje1nivel1} = (5) (1,354.10) / \sqrt{210} = 467.21 \text{ cm}^2$$

$$A_{c-1-Eje1nivel2} = (5) (2,014.50) / \sqrt{210} = 695.1 \text{ cm}^2$$

El área mínima de la sección está por debajo de la sección diseñada ($80 \times 50 = 4000 \text{ cm}^2$), por lo que las secciones cumplen esta revisión.

- b) La relación altura/espesor del muro deberá ser menor que 20 y en caso de no cumplirse, se deberá proveer de elementos rigidizantes.

Debido a que el muro presenta parcialmente un entrepiso se consideran dos partes seccionados a través de la viga de entrepiso, entonces se tomará $2.35/0.15=15.67 < 20$ y $2.77/.15=18.47 < 20$, entonces la relación altura/espesor del muro está por debajo del límite.

- c) Se deberá tratar que el muro tenga la misma altura que las columnas para evitar concentraciones de fuerzas en los tramos libres.

En este caso, cumple esta condición.

- d) Se recomienda que haya simetría para evitar problemas de torsiones en planta que aumenten las fuerzas laterales en los muros.

Aunque el área de entrepiso es parcial a lo largo del eje-1, esto indica un aporte de rigidez en dicha área, es de especial atención los elementos estructurales como lo son las columnas principales del eje 1 que son la encargadas de resistir la fuerza sísmica, esta revisión está bastante soportada con los resultados en la sección 3.5.13.

- e) Existirán vigas en todo el extremo horizontal del muro a menos que esté ligado a un elemento de concreto reforzado y en el interior del muro con una separación no mayor de 2.5 mts entre ejes.

Todos los muros perimetrales están dispuestos con su respectiva viga corona, por lo en función con las columnas desempeñan una mampostería confinada.

- f) Existirán columnas en los extremos de los muros y en puntos intermedios a una separación no mayor de 3 m. entre ejes.

La separación entre columnas es de 2.50m en el sentido longitudinal y a 3m en el sentido transversal por lo que este requisito cumple.

- g) El refuerzo mínimo longitudinal en vigas y columnas estará formado por 4 varillas de diámetro igual a 3/8", excepto para zonas A y B en donde se podrán usar 2 varillas.

Esta condición cumple, ver sección 4.3.

- h)** El refuerzo longitudinal de las columnas deberá anclarse en la viga corona y su fundación.

Esta condición cumple.

Los estribos deberán tener un área mínima de varilla:

$$A = \frac{900s}{bf_y}$$

Donde:

s = separación de estribos en cm.

b = Ancho de la sección en cm.

Fy = Fluencia del acero en Kg /cm².

$$A = \frac{(900)(30)}{(50)(2800)} = 0.20 \text{ cm}^2$$

El área de acero transversal usada por las columnas es de 1.425 cm² (ver figura 4.3.2), entonces esta condición cumple.

- i)** Los estribos deberán espaciarse no más de 1.5 veces el espesor de la pared ni 20 cm. el que sea menor con un diámetro mayor o igual a 1/4". La sección mínima de viga asísmica será de 0.20 X 0.20 mt con 4 varillas de ϕ 3/8" y estribos cerrados de ϕ 1/4"

Esta condición cumple.

- j)** Deberá existir refuerzo alrededor de las aberturas existentes en el muro, según lo especificado en el inciso g).

Esta condición cumple.

- k)** Se recomienda que el ancho total de las aberturas no deberá ser mayor de 1/3 de la longitud de la pared.

Esta condición cumple.

- l)** La distancia entre una abertura de una pared exterior y otra pared no deberá ser menor que 50 cm.

Esta condición cumple.

- m)** La distancia entre abertura no deberá ser menor de 50 cm.

Esta condición cumple.

- n)** La distancia entre una abertura de una pared interior y otra pared no deberá ser menor que dos veces el espesor de la pared interior.

Esta condición cumple.

CAPITULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 Conclusiones.

En la disposición del trabajo monográfico, se han abordado todos los aspectos teóricos correspondientes a análisis y diseño, luego; una vez conocidas las bases necesarias para dar resultados finales se procedió al diseño del edificio.

El sistema estructural, en este caso marcos de concreto ortogonales entre sí, en el sistema de techo cerchas espaciales. A través de un predimensionamiento geométrico de los elementos estructurales, punto de partida para la determinación de las cargas que obran en la estructura, posteriormente un análisis en correspondencia con el RNC-7 por último el diseño de los elementos estructurales con las especificaciones respectivas.

Se analizó el edificio con el objeto de observar el comportamiento estructural ante una eventualidad sísmica y se diseñaron cada uno de los elementos que la conforman.

El modelado se realizó en el programa SAP 2000 v-14, idealizando; (a) los marcos que forman un sistema a base de marcos de concreto reforzado ortogonales entre si considerando las columnas, sistema de entrepiso y la viga corona, (b) los arcos espaciales como principales elementos del sistema de techo; el resultado es una estructura en tres dimensiones. Para todos los casos se definieron las propiedades del material, secciones, las condiciones de fronteras, cargas, los estados de carga (según art 15 RNC-07).

Las bondades que poseen los programas de análisis estructural reducen el tiempo de iteración que se lleva a cabo para obtener un diseño final, facilitando de esta manera el trabajo del ingeniero estructural o calculista, no obstante, recordemos que los programas por si solos no determinaran una salida ideal, sino, hasta que el análisis e interpretación del operador, tomando en cuenta

algunos criterios o su misma experiencia es que se obtendrán los resultados más absolutos.

A través del método estático se obtuvieron las cargas laterales y su distribución, obteniendo también de esta manera fuerzas cortantes, los desplazamientos, periodos, efectos de torsión; tomando en cuenta para esto el cálculo de centro de torsión y centro de masa. A través de la aplicación del método estático se determinó que los ejes más desfavorables son el B' y D en la dirección X y del eje 1 y 2 en la dirección Y, en tales marcos se presentaron mayores desplazamientos laterales en la condición de servicio. En el caso de distorsiones en condición de colapso fueron menores que la distorsión de 0.015 veces la elevación, para los mismos ejes en las direcciones ortogonales.

Se adoptó un factor de comportamiento sísmico Q igual a 2, puesto que la resistencia a fuerzas laterales es suministrada por marcos de concreto reforzado con ductilidad reducida, en otras palabras; no cumplen con los requisitos establecidos en ACI 318-08 capítulo 21 para marcos dúctiles. Otra observación; para las zonas A y B los marcos podrán ser intermedios según el capítulo 21 del ACI 318-08.

En el caso de las secciones de acero, se diseñaron con las especificaciones AISI edición 1996, la especificación presenta procedimientos bien definidos para el cálculo de miembros portantes de acero conformado en frío utilizados para la construcción de edificios (esta edición permite trabajar en armonía con el programa SAP 2000 v-14), esta edición de la especificación presenta un tratamiento integrado de dos métodos de diseño, el Diseño por Tensiones Admisibles (ASD) y el Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD).

En este caso se ha adoptado todos los requerimientos del método de diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD), partiendo de esto; a través de secciones previas seleccionadas y un proceso iterativo las secciones que integran los principales elementos del sistema de techo como lo son las cerchas espaciales, en forma descriptiva, las secciones forman un delta (ver anexo A, para las cuerdas superiores tubos con un diámetro de 2.5 pulg. y un espesor de 1/8 de pulgada, la cuerda inferior diámetro 3 pulg. espesor 1/8 de pulgada, las riostras y diagonales un diámetro 1.5 pulg. y un espesor de 1/8 de pulgada.

Los diseños de las secciones de concreto, en este caso; de acuerdo a lo estipulado en RNC-07 y complementario en las especificaciones ACI 318-08, el diseño de vigas, columnas y losa se encontraron las resistencias respetando las limitaciones establecidas. Como en todos los casos de diseño este se vuelve un proceso iterativo ya que si no se alcanzan las resistencias requeridas, se procede a proponer otra sección y su correspondiente acero de refuerzo.

Las columnas en este caso, como principales elementos que se encargan de resistir las cargas laterales, se obtienen secciones que integran el sistema de entrepiso (comprendido desde el eje A hasta el eje B'), con una sección de 30X30 cm acompañada de 6 varillas número 4. En el caso de las columnas que integran el eje 1 de la estructura y que soportan el sistema de techo su sección es de 80X50 cm con un armado de 16 varillas número 6.

Nos corresponde resaltar, el enlace que se ha logrado entre las secciones de concreto reforzado y las metálicas; esto a través del diseño y disposición de los apoyos articulados o mecánicos. Su diseño empleando las especificaciones AISC (esto debido a que la especificación AISI determina la resistencia nominal de apoyo para conexiones con espesores de la parte conectada menores a 3/16 de pulgadas), dando como resultado elementos capaces de transmitir las cargas del sistema de techo a las columnas en este caso del eje 1. De esta manera,

recordando que en las estructuras mixtas los elementos característicos son las secciones de concreto, las secciones de acero y las conexiones; se manifiesta el término de estructura mixta en el diseño del auditorio. En todos los casos remitimos como referencia de los diseños finales de todas las secciones el anexo B del documento para tener una mejor ilustración al lector de las palabras antes escritas.

5.2 Recomendaciones.

Promover el diseño de estructuras mixtas, en la actualidad en nuestro país la mayor parte de los proyectos de construcción es común el uso de secciones ya sean conformados en frío o caliente como elementos estructurales principales, y en el caso particular, el acero con el concreto reforzado podría ser una fórmula para obtener estructuras más dúctiles con costos estimadamente bajos.

Incorporar en la metodología académica, en el área de diseño estructural el método LRFD, este ha tenido una gran aceptación por los proyectistas, ha sido integrado en reglamentos de construcción en los últimos años, citando como ejemplo el RNC-07, de esta manera si tiene mayores asensos se incorporaría como el método de diseño más usado en la ingeniería estructural

CAPITULO VI.
BIBLIOGRAFIA

318, COMITE ACI. 2008. *REQUISITOS DE REGLAMENTO PARA CONCRETO ESTRUCTURAL Y COMENTARIO.* 2008.

AISC. 1994. *ESPECIFICACION PARA EL DISEÑO DE MIEMBROS DE ACERO LAMINADO.* 1994.

AISI, COMITE. EDICION 1996. *ESPECIFICACION PARA EL DISEÑO DE MIEMBROS ESTRUCTURALES DE ACERO CONFORMADO EN FRIO.* EDICION 1996.

BOWLES, JOSEPH E. 1984. *DISEÑO DE ACERO ESTRUCTURAL.* s.l. : LIMUSA, 1984.

CORMAK, JACK C MC. 2002. *DISEÑO DE CONCRETO.* s.l. : ALFAOMEGA, 2002.

CUEVAS, GONZALES. 1995. *DISEÑO ESTRUCTURAL.* s.l. : LIMUSA, 1995.

OSCAR M. GONZALES CUEVAS, FRANCISCO ROBLE FERNANDEZ-VILLEGAS. 2005. *ASPECTO FUNDAMENTALES DEL CONCRETO REFORZADO CUARTA EDICION.* s.l. : LIMUSA, 2005.

2007. *REGALAMENTO NACIONAL DE LA CONSTRUCCION .* 2007.

VILLALAZ, ING. CARLOS CRESPO. 1979. *MECANICA DE SUELOS Y CIMENTACIONES.* s.l. : LIMUSA, 1979.

VINNAKOTA, SRIRAMULU. 2006. *ESTRUCTURA DE ACERO: COMPORTAMIENTO Y LRFD. SEGUNDA EDICION.* s.l. : MC. GRAW HILL, 2006.

WEI-WEN YU, ROGER A. LABOUBE. 2010. *DISEÑO DE ESTRUCTURAS FORMADO EN FRIO.* s.l. : JHON WELEY & SONS, 2010.

**ANEXO A. TABLAS Y RESULTADOS EN EL
DISEÑO DE ELEMENTOS DE ACERO Y DE
CONCRETO.**

Parámetros auxiliares.	
Radio interno	$r=R+t/2$
Desarrollo	$u=\pi r/2$
Alma	$a=D-2(R+t)$
	$a'=D-t$
Ala	$b=B-2(R+t)$
	$b'=B-t/2$
Pestaña	$c=d-t-R$
	$c'=d-t/2$
Área	$A=t(a+2b+2c+4u)$
C.G	$x=\{B(A+t(D-2d))/2-t(D-2d)(B-t/2)\}/A$
Momento de inercia	$I_x=2t(0.0417a^3+b\left(\frac{a}{2}+r\right)^2+2u\left(\frac{a}{2}+0.637r\right)^2+0.298r^3+0.0833c^3+\frac{c(a-c)^2}{4})$
	$I_y=2t(0.0833b^3+b\left(\frac{b}{2}+r\right)^2+0.505r^3+c(b+2r)^2+u(b+1.637r)^2-A\left(x-\frac{t}{2}\right)^2)$
Propiedades flexo-torsionales	
D. entre el CC y el plano medio de a	$m=b'\left(\frac{3a'^2b'+c(6a'^2-6c'^2)}{a'^3+6a'^2b'+c'(8c'^2-12a'c'+6a'^2)}\right)$
Const. de torsión de St. Venant	$J=\frac{t^3(a+2b+2c+4u)}{3}$
Constante de alabeo torsional	
$C_w=\frac{ta'^2b'^2(2a^3b'^2+3a'^2b'^2+48c'^4+112b'c'^3+8a'c'^3+48a'b'c'^2+12a'^2c'^2+12a'^2b}{12(6a'^2b'+(a'+2b')^3-24a'c'^2)}$	
D. entre C.C y el baricentro medida sobre el eje principal x	$x_0=x+m-t/2$

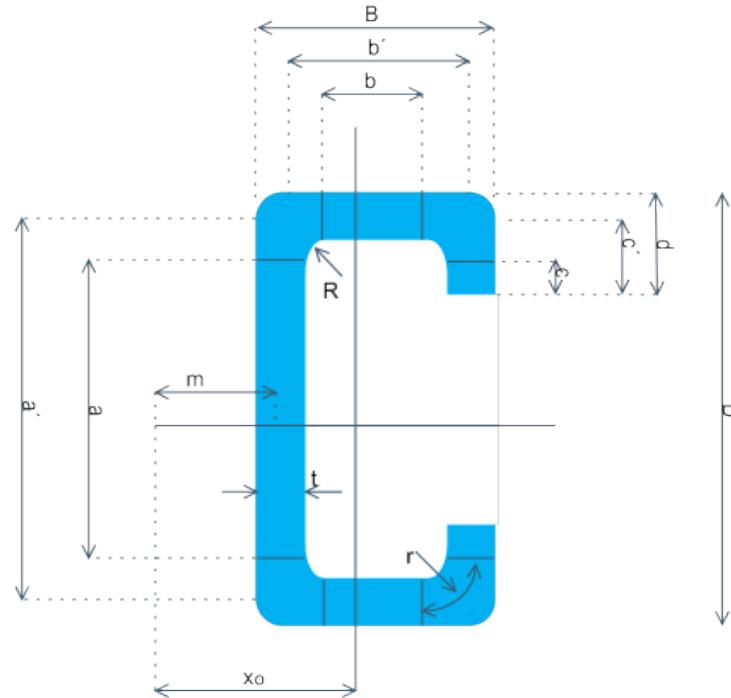


Figura 1.1.A. Propiedades de Perfil canal plegado.

Tablas y resultados en el diseño de estructuras de concreto.

INERCIA PARA VIGAS T:

Long. Patín= 79cm

Espesor del Patín= 13cm

Ancho del alma= 25cm

Alto del alma= 27cm

Tabla 1.1-A. Cálculo de la inercia para viga T.

	Área	y	A_y	I_x	$A \cdot d_y^2$
Patín	1,027.00	33.5	34,404.50	14,463.58	64,612.85
Alma	675.00	13.5	9,112.50	41,006.25	98,307.25
	1,702.00		43,517.00	55,469.83	162,920.09

$Y = 25.57 \text{ cm}$

$I_x = 218389.93 \text{ cm}^4$

INERCIA PARA VIGAS L:

Long. Patín= 52cm

Espesor del Patín= 13cm

Ancho del alma= 25cm

Alto del alma= 27cm

Tabla 1.1-B. Cálculo de inercia en vigas L.

	Área	y	Ay	I_x	$A \cdot d_y^2$
Patín	676.00	33.5	22,646.00	9,520.33	67,499.96
Alma	675.00	13.5	9,112.50	41,006.25	67,599.96
	1,351.00		31,758.50	50,526.58	135,099.93

$Y=23.51$ cm

$I_x= 185626.51$ cm⁴

Tabla 1.1-C. Franja del eje A' losa en franja de columnas.

Sección	M_n kg-cm Total	ρ	A_s . real cm ²	Cantidad. #. 3	Separación cm
$M_{1-2}(-)=$	6,662	0.00045	1.625	2	25
$M_{1-2}(+)=$	18,892	0.00129	1.625	2	25
$M_{2-1}(-)=$	23,200	0.00159	1.625	2	25
$M_{2-3}(-)=$	21,543	0.00147	1.625	2	25
$M_{2-3}(+)=$	11,600	0.00079	1.625	2	25
$M_{3-2}(-)=$	21,543	0.00147	1.625	2	25
$M_{5-4}(-)=$	5,303	0.00036	1.625	2	25
$M_{5-4}(+)=$	18,892	0.00129	1.625	2	25
$M_{4-5}(-)=$	23,200	0.00159	1.625	2	25

Tabla 1.1-D. Franja del eje A'. Franja central.

Sección	M_n kg-cm Total	ρ	A_s . real cm ²	Cantidad. #. 3	Separación cm
$M_{1-2}(-)=$	6,160	0.00042	1.625	2	25
$M_{1-2}(+)=$	54,234	0.00376	3.057	4	25
$M_{2-1}(-)=$	66,603	0.00465	3.777	5	24
$M_{2-3}(-)=$	61,845	0.00431	3.499	5	25
$M_{2-3}(+)=$	33,301	0.00229	1.858	3	25
$M_{3-2}(-)=$	61,845	0.00431	3.499	5	25
$M_{5-4}(-)=$	15,223	0.00104	1.625	2	25

$M_{5-4}(+)=$	54,234	0.00376	3.057	4	25
$M_{4-5}(-)=$	66,603	0.00465	3.777	5	24

Tabla 1.1-E. Franja del eje B. Franjas de columnas.

Sección	M_n kg-cm Total	ρ	$A_{s.}$ real cm^2	Cantidad. #. 3	Separación cm
$M_{1-2}(-)=$	5,486	0.00037	1.625	2	25
$M_{1-2}(+)=$	15,555	0.00106	1.625	2	25
$M_{2-1}(-)=$	19,103	0.00130	1.625	2	25
$M_{2-3}(-)=$	21,543	0.00147	1.625	2	25
$M_{2-3}(+)=$	11,600	0.00079	1.625	2	25
$M_{3-2}(-)=$	21,543	0.00147	1.625	2	25
$M_{5-4}(-)=$	5,303	0.00036	1.625	2	25
$M_{5-4}(+)=$	18,892	0.00129	1.625	2	25
$M_{4-5}(-)=$	23,200	0.00159	1.625	2	25

Tabla 1.1-F. Franja central del eje B.

Sección	M_n kg-cm Total	ρ	$A_{s.}$ real cm^2	Cantidad. #. 3	Separación cm
$M_{1-2}(-)=$	5,072	0.00034	2.500	4	25
$M_{1-2}(+)=$	44,655	0.00308	3.854	5	23
$M_{2-1}(-)=$	54,840	0.00381	4.756	7	19
$M_{2-3}(-)=$	61,845	0.00431	5.382	8	16
$M_{2-3}(+)=$	33,301	0.00229	2.859	4	25
$M_{3-2}(-)=$	61,845	0.00431	5.382	8	16
$M_{5-4}(-)=$	15,223	0.00104	2.500	4	25
$M_{5-4}(+)=$	54,234	0.00376	4.702	7	19
$M_{4-5}(-)=$	66,603	0.00465	5.810	8	15

Tabla 1.1-G. Franja del eje B' franja columna.

Sección	M_n kg-cm Total	ρ	$A_{s.}$ real cm^2	Cantidad #. 3	Separación cm
$M_{1-2}(-)=$	2,521	0.00034	0.813	1	25
$M_{1-2}(+)=$	7,333	0.00100	0.813	1	25
$M_{2-1}(-)=$	9,005	0.00123	0.813	1	25
$M_{2-3}(-)=$	8,362	0.00114	0.813	1	25
$M_{2-3}(+)=$	4,503	0.00061	0.813	1	25
$M_{3-2}(-)=$	8,362	0.00114	0.813	1	25
$M_{5-4}(-)=$	2,058	0.00028	0.813	1	25
$M_{5-4}(+)=$	7,333	0.00100	0.813	1	25
$M_{4-5}(-)=$	9,005	0.00123	0.813	1	25

Tabla 1.1-H. Franja del eje B'. Franja central.

Sección	M _n kg-cm Total	ρ	A _s . real cm ²	Cantidad #. 3	Separación cm
M ₁₋₂ (-)=	3,388	0.00046	0.813	1	25
M ₁₋₂ (+)=	29,829	0.00415	1.686	2	25
M ₂₋₁ (-)=	36,632	0.00513	2.084	3	21
M ₂₋₃ (-)=	34,015	0.00475	1.930	3	23
M ₂₋₃ (+)=	18,316	0.00252	1.024	1	25
M ₃₋₂ (-)=	34,015	0.00475	1.930	3	23
M ₅₋₄ (-)=	8,373	0.00114	0.813	1	25
M ₅₋₄ (+)=	29,829	0.00415	1.686	2	25
M ₄₋₅ (-)=	36,632	0.00513	2.084	3	21

Tabla 1.1-I. Franja del eje 1 en losa en franja de columnas.

Sección	M _n kg-cm Total	ρ	A _s . real cm ²	Cantidad #. 3	Separación cm
M ₁₋₂ (-)=	5,107	0.00058	0.975	1	25
M ₁₋₂ (+)=	14,857	0.00169	0.975	1	25
M ₂₋₁ (-)=	18,246	0.00209	1.017	1	25
M ₂₋₃ (-)=	16,943	0.00193	0.975	1	25
M ₂₋₃ (+)=	9,123	0.00104	0.975	1	25
M ₃₋₂ (-)=	16,943	0.00193	0.975	1	25
M ₅₋₄ (-)=	4,170	0.00047	0.975	1	25
M ₅₋₄ (+)=	14,857	0.00169	0.975	1	25
M ₄₋₅ (-)=	18,246	0.00209	1.017	1	25

Tabla 1.1-J. Franja del eje 1. Franja central.

Sección	M _n kg-cm Total	ρ	A _s . real cm ²	Cantidad #. 3	Separación cm
M ₁₋₂ (-)=	3,083	0.00035	0.975	1	25
M ₁₋₂ (+)=	21,963	0.00252	1.227	2	25
M ₂₋₁ (-)=	26,972	0.00310	1.513	2	25
M ₂₋₃ (-)=	25,045	0.00288	1.403	2	25
M ₂₋₃ (+)=	13,486	0.00154	0.975	1	25
M ₃₋₂ (-)=	25,045	0.00288	1.403	2	25
M ₅₋₄ (-)=	6,165	0.00070	0.975	1	25
M ₅₋₄ (+)=	21,963	0.00252	1.227	2	25
M ₄₋₅ (-)=	26,972	0.00310	1.513	2	25

Tabla 1.1-K. Franja del eje 2,3 y 4. Franja central.

Sección	M _n kg-cm Total	ρ	A _s . real cm ²	Cantidad #. 3	Separación cm
M ₁₋₂ (-)=	5,107	0.00029	1.950	3	25
M ₁₋₂ (+)=	14,857	0.00084	1.950	3	25
M ₂₋₁ (-)=	18,246	0.00104	1.950	3	25
M ₂₋₃ (-)=	16,943	0.00096	1.950	3	25
M ₂₋₃ (+)=	9,123	0.00052	1.950	3	25
M ₃₋₂ (-)=	16,943	0.00096	1.950	3	25
M ₅₋₄ (-)=	4,170	0.00024	1.950	3	25
M ₅₋₄ (+)=	14,857	0.00084	1.950	3	25
M ₄₋₅ (-)=	18,246	0.00104	1.950	3	25

Tabla 1.1-L. Franja central del eje 2,3y4

Sección	M _n kg-cm Total	ρ	A _s . real cm ²	Cantidad #. 3	Separación cm
M ₁₋₂ (-)=	6,246	0.00035	1.950	3	25
M ₁₋₂ (+)=	44,500	0.00255	2.487	4	25
M ₂₋₁ (-)=	54,650	0.00315	3.067	4	25
M ₂₋₃ (-)=	50,746	0.00292	2.844	4	25
M ₂₋₃ (+)=	27,325	0.00156	1.950	3	25
M ₃₋₂ (-)=	50,746	0.00292	2.844	4	25
M ₅₋₄ (-)=	12,491	0.00071	1.950	3	25
M ₅₋₄ (+)=	44,500	0.00255	2.487	4	25
M ₄₋₅ (-)=	54,650	0.00315	3.067	4	25

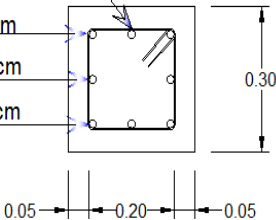
Tabla 1.1-M. Losa en franja columna del eje 5.

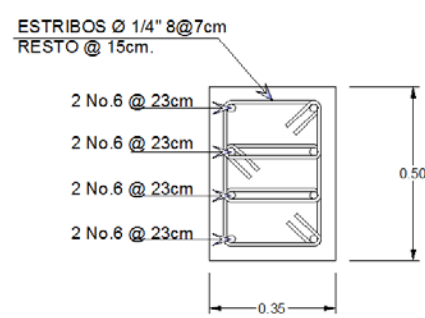
Sección	M _n kg-cm Total	ρ	A _s . real cm ²	Cantidad #. 3	Separación cm
M ₁₋₂ (-)=	2,766	0.00031	0.975	1	25
M ₁₋₂ (+)=	8,048	0.00091	0.975	1	25
M ₂₋₁ (-)=	9,883	0.00112	0.975	1	25
M ₂₋₃ (-)=	9,177	0.00104	0.975	1	25
M ₂₋₃ (+)=	4,942	0.00056	0.975	1	25
M ₃₋₂ (-)=	9,177	0.00104	0.975	1	25
M ₅₋₄ (-)=	2,259	0.00026	0.975	1	25
M ₅₋₄ (+)=	8,048	0.00091	0.975	1	25
M ₄₋₅ (-)=	9,883	0.00112	0.975	1	25

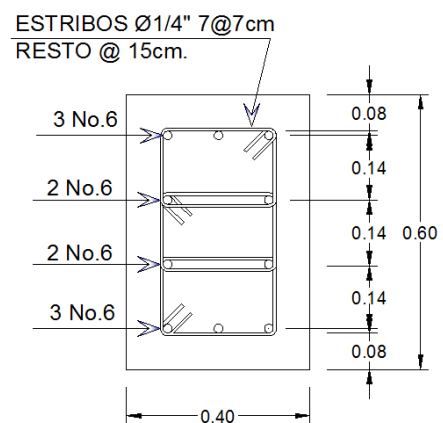
Tabla 1.1-N. Franja central del eje 5.

Sección	M_n kg-cm Total	ρ	A_s real cm ²	Cantidad #. 3	Separación cm
$M_{1-2}(-)=$	3,383	0.00038	1.500	2	25
$M_{1-2}(+)=$	24,104	0.00277	2.076	3	25
$M_{2-1}(-)=$	29,602	0.00341	2.561	4	21
$M_{2-3}(-)=$	27,487	0.00316	2.374	3	22
$M_{2-3}(+)=$	14,801	0.00169	1.500	2	25
$M_{3-2}(-)=$	27,487	0.00316	2.374	3	22
$M_{5-4}(-)=$	6,766	0.00077	1.500	2	25
$M_{5-4}(+)=$	24,104	0.00277	2.076	3	25
$M_{4-5}(-)=$	29,602	0.00341	2.561	4	21

Resumen da cálculo para columnas C-2, C-3 y P-1.

C-2 eje B-3		
CU10= 1.2CM+CV-0.3SX-SY		
Datos	F ₂ =10,640 kg	<div>ESTRIBOS Ø 1/4" 5@7cm RESTO @ 15cm .</div> 
M _u = 1,492 kg-m	Capacidad de carga de la columna	
P _u =11,949.45kg	P _n =21,410.24 kg	
V _u =1,015.52kg	Ø P _n =13,916.65kg> P _u	
A _{s total} = 10.14 cm ²	Momento resistente	
f _y = 2,800 kg/cm ²		
f' _c = 210 kg/cm ²		
C= 7.10cm	M _n =1,893.34kg-m	
	ØM _n =1,704 kg >M _u	
Fuerza proporcionada por el concreto	Excentricidades	
C _c =32,317.43 kg	e _n =0.12m =e _u	
Fuerzas proporcionadas por el acero.	V _c =5,760.32kg	
F ₁ =6,844.82 kg	V _n =1,228.65kg	
F ₂ =7,112 kg		

C-3 eje F-4		
CU8=1.2CM+CV-SX-0.3SY		
Datos	F₃=15,960 kg	
M_u= 3,393.57 kg-m	F₄= 15,960 kg	
P_u=8,906.47 kg	Capacidad de carga de la columna	
V_u=1,851.1 kg	P_n=39,930.71 kg	
A_{s total}= 22.87 cm²	ØP_n=25,304.96 kg > P_u	
f_y= 2,800 kg/cm²	Momento resistente	
f'_c= 210 kg/cm²	M_n=10,595.68 kg-m	
C= 7.9 cm	ØM_n=9,536.11 kg > M_u	
Fuerza proporcionada por el concreto		Excentricidades
C_c=41,951.96 kg		e_n=0.38 m =e_u
Fuerzas proporcionadas por el acero.		V_c=12,096.68 kg
F₁=12,742.75 kg		V_n=2,056.78kg
F₂=16,156 kg		

P-1	
CU9=1.2CM+CV-0.3SX-SY eje C-6	
Datos	
P_u=6,269.22 kg	
V_u=278.72 kg	
A_{s total}= 28.50 cm²	
f_y= 2,800 kg/cm²	
f'_c= 210 kg/cm²	
Capacidad de carga de la columna	
P_n=287,740.32 kg	
ØP_n=187,031.21 kg > P_u	
Revisión por cortante	
V_n=700.37 kg	
V_c=11,981.47 kg	

Resumen de diseño de zapatas Z-2, Z-3 y Z-4.

Z-2	
CE3=CM-0.7SX-0.21SY eje B'-1.	
Datos	Presiones en la zapata.

$M_u=-693.23\text{kg}\cdot\text{m}$	$\sigma_{\text{máx}}=5,286.50 \text{ kg/m}^2$	$\sigma_{\text{mín}}=5,019.14 \text{ kg/m}^2$
$V_u=496.09\text{kg}$	Revisión en una dirección	
$P_u=7,420.06\text{kg}$	$V_u=285.47 \text{ kg}$	$\emptyset V_c=14,346.46 \text{ kg}$
$q_a=15,000\text{kg/m}^2$	$\emptyset V_c > V_u$	
$b_c=0.40\text{m}$	Revisión en dos direcciones.	
$l_c=0.40\text{m}$	$V_u=8,395.00 \text{ kg}$	$\emptyset V_c=19,766.24 \text{ kg}$
$h_c=0.30\text{m}$	$\emptyset V_c > V_u$ La zapata es resistente al punzonamiento.	
$d'=0.08\text{m}$	Diseño por flexión.	
$d=0.22\text{m}$	$A_s=1.53\text{cm}^2$	$A_{s\text{min}}=13.2\text{cm}^2$
$L=1.20\text{m}$	11 Varias No. 4@10cm en A/D.	
$B=1.20\text{m}$	Revisión por aplastamiento	
$ND=1.20\text{m}$	$P_u<\emptyset P_n=7,420.06\text{kg}<287,742.00$ La zapata es resistente al aplastamiento.	
Longitud de desarrollo a compresión y tensión		
$L_{dt}=0.35\text{m}$ $L_{dt}>30\text{m}$ ok		$L_{dc}=0.18\text{m}$ $L_{dc}>0.10\text{m}$
Ver detalle de zapatas en anexo B.		

Z-3		
CE3=CM-0.7SX-0.21SY eje F-4.		
Datos	Presiones en la zapata.	
M _u =-2,355.09 kg-m	σ _{máx} =2,231.96 kg/m ²	σ _{mín} =2,143.99 kg/m ²
V _u =1,293.90 kg	Revisión en una dirección	
P _u =7,089.03 kg	V _u =316.9 kg	ØV _c =31,301.37 kg
q _a =15,000kg/m ²	ØV _c > V _u	
b _c =0.45m	Revisión en dos direcciones.	
l _c =0.60m	V _u =14,602.20 kg	ØV _c =39,184.68 kg
h _c =0.40m	ØV _c > V _u	
d´=0.08m	Diseño por flexión.	
d=0.32m	A _s =2.57 cm ²	A _{smin} =28.8 cm ²
L=1.80m	15 Varias No. 5@11cm en A/D.	
B=1.80m	Revisión por aplastamiento	
Nd=1.70m	P _u <ØP _n = 7,089.03 kg <507,426.02 kg	
Longitud de desarrollo a compresión y tensión		
L _{dt} =0.56m L _{dt} >30m ok		L _{dc} =0.28m L _{dc} >0.23m
Ver detalle de zapatas en anexo B.		

Z-4		
CE2=CM+0.7SX+0.21SY eje C-6		
Datos	Presiones en la zapata.	
V_u =46.27 kg	σ_{máx} =1,688.22 kg/m ²	σ_{mín} =1,641.75 kg/m ²
P_u =4,532.92 kg	Revisión en una dirección	
q_a =15,000kg/m ²	V_u =205.96 kg	ØV_c =29,692.93 kg
b_c =0.40m	ØV_c > V_u	
l_c =0.60m	Revisión en dos direcciones.	
h_c =0.40m	V_u =10,254.36 kg	ØV_c =38,025.37 kg
d' =0.08m	ØV_c > V_u	
d =0.32m	Diseño por flexión.	
L =1.65m	A_s =1.56 cm ²	A_{smin} =26.4 cm ²
B =1.65m	13 Varias No. 5@12cm en A/D.	
Nd =1.50m	Revisión por aplastamiento	
Longitud de desarrollo a compresión y tensión	P_u < ØP_n = 4,532.92 kg < 462,612.50 kg	
L_{dt} =0.65m L_{dt} > 30m ok		L_{dc} =0.32m L_{dc} > 0.27m
Ver detalle de zapatas en anexo B.		

Diseño de escalera tipo caracol (h=2.60m)

Datos materiales:

Tipo de acero estructural:

$$f_y = 36 \text{ ksi} = 2531.77 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_u = 45 \text{ ksi} = 3164.71 \text{ kg/cm}^2$$

Propiedades mecánicas acero:

$$E = 29500 \text{ ksi} = 2.07 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$G = 11300 \text{ ksi} = 7.95 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$$

Huellas de madera-voladizo de sección circular

Longitud de peldaño= 0.90 m

Tubo Ø= 2.50 pulg. = 6.35 cm.

t= 1/8 pulg. = 0.32 cm.

Cargas:

Cargas muertas:

$$\gamma \text{ pochote} = 500.00 \text{ kg/m}^3$$

$$A \text{ peldaño} = 0.16 \text{ m}^2 \quad (\text{VER PLANOS EN ANEXOS C})$$

$$w = 3.90 \text{ kg/m}$$

$$\text{Tubo } \varnothing = 1.50 \text{ pulg.} = 0.04 \text{ m}$$

$$t = 1/8 \text{ pulg.} = 0.0032 \text{ m}$$

$$P = 2.46 \text{ kg}$$

$$\text{Peso propio} = 4.25 \text{ kg}$$

Carga viva:

$$CV_{\min} = 500.00 \text{ kg/m}^2$$

$$w = 125.00 \text{ kg/m}$$

Carga última:

$$CU_2 = 1.2 \text{ cm} + 1.6 \text{ cv}$$

$$CU_{2w} = 200.00 \text{ kg/m}$$

$$CU_{2p} = 12.73 \text{ kg}$$

$$V_u = P_u = 192.73 \text{ kg}$$

$$M_u = 93 \text{ kg m}$$

$$M_u = 9300 \text{ kg cm}$$

Tabla 1.1-O. Resumen de diseño flexo compresión de columna tipo caracol.

Compresión		Flexión	
P _u =	4,047.43 Kg		
		M _u =	93.00 Kg m
Ø=	6.00 pulg =	15.24 cm	
t*=	1/8 pulg =	0.32cm	
L=	270.00 cm		
Ø/t _{lim} =	394.23	0.441 E / f _y =	394.23
Ø/t=	48	Ø / t=	48
A=	14.88 cm ²	S _f =	54.40 cm ³
r=	5.28 cm	0.0714 E / f _y =	63.83
KL/r=	48.70	0.318 E / f _y =	284.27
F _e =	2748 Kg/cm ²	F _e =	2901.00 Kg/cm
λ _c =	0.92		
F _n =	1630 Kg/cm ²		
R=	0.42		
A _o =	9.93cm ²		
A _e =	12.02 cm ²		
P _n =	19,591.14 Kg	M _n =	1578 Kg m
ØP _n =	16,652.47 Kg	ØM _n =	1499 Kg m
P _u / ØP _n + M _u /ØM _n ≤ 1 (OK)			0.31

ANEXO B. PLANOS.